

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE
DEPARTAMENTOS CON 6 NIVELES EN SANTIAGO DE
SURCO**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller

FRANK CRISTHIAN POZO MERCADO

ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Lima, Mayo del 2019

RESUMEN

El objetivo de la tesis es realizar el análisis sísmico y diseño estructural en concreto armado de un edificio de 6 niveles con departamentos dúplex ubicado en el distrito de Santiago de Surco departamento de Lima. El proyecto se encuentra sobre un terreno conformado por un suelo gravoso cuya capacidad portante es de 40 ton/m².

El proyecto cuenta con un área de 445 m² proyectándose en él los estacionamientos y el área techada. El área techada en el primer nivel está conformada por un lobby de ingreso, dos departamentos flat y un departamento dúplex. La arquitectura presenta dos distribuciones típicas conformadas por los niveles uno, tres y cinco complementados por los niveles dos, cuatro y seis. De tal modo que se cuenta con 15 departamentos y un acceso por ascensor reglamentado.

El sistema estructural está conformado por pórticos y muros de concreto armado. Los diafragmas se componen de losas aligeradas y losas macizas. La cimentación está integrada por zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas corridas y vigas de cimentación que en conjunto evitan asentamientos diferenciales de gran magnitud y deslizamientos del terreno (fallas por corte).

El proceso de diseño toma como punto de partida el predimensionamiento de los elementos estructurales. A continuación, se realiza el análisis sísmico: dinámico modal y estático. Los resultados de estos análisis deben encontrarse dentro de los límites que establece la N.T.E E.030. En caso contrario se sigue un proceso iterativo donde se modifica la distribución de los elementos estructurales, así como el área de su sección transversal.

Conocidas las solicitaciones y de acuerdo a la N.T.E E.060 se determinan las cuantías de acero de refuerzo. Estas deben garantizar un adecuado comportamiento de la estructura durante su vida útil. Evitando fallas frágiles, deflexiones excesivas y fisuras de gran magnitud. La disposición de las varillas de acero debe garantizar su desarrollo a fluencia, así como las distancias mínimas para evitar la segregación del concreto durante el vaciado.

DEDICATORIA

A mi madre Filomena Mercado Fonseca por todo su apoyo. Razón de haber logrado tanto. Sin ella mis pasos no conocerían caminos tan largos. Por su ejemplo de enfrentar y superar las batallas más difíciles que la vida te pone en frente. Por ser una de las personas que más admiro.

A mi padre Adolfo Pozo Reinoso por marcar mi destino desde muy pequeño. Mostrándome que podemos aprender todo lo que nuestra curiosidad demande con la compañía de un libro. Por su admirable alegría, sus buenos consejos y todo su apoyo.

A mis hermanos Yonel Pozo Mercado y Julissa Pozo Mercado por compartir conmigo días amargos y dulces. Por su infinito apoyo. Por los días que nos quedan juntos y las victorias que esperamos.

Al ingeniero Daniel Quiun Wong por sus consejos. Por su trayectoria académica que me motivan a ser un profesional competitivo. Por su amistad.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	1
1.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	5
2.1 CONCEPTOS DE ESTRUCTURACIÓN	5
2.2 ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	6
<i>Elementos Verticales</i>	6
<i>Elementos Horizontales</i>	6
2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	6
<i>Losas Aligeradas</i>	6
<i>Losas Macizas</i>	7
<i>Vigas</i>	7
<i>Columnas</i>	7
<i>Placas</i>	8
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	11
3.1 CARGAS PARA EL ANÁLISIS	11
3.2 ANÁLISIS PARA LOS SISTEMAS DE LOSAS	11
<i>Losa Aligerada</i>	11
<i>Losas Macizas</i>	12
<i>Vigas, Columnas y Placas</i>	12
<i>Proceso Constructivo</i>	13
<i>Convención de Signos en Etabs</i>	13
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO	15
4.1 MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO	15
4.2 PARÁMETROS DE SITIO	15
<i>Factor de Zona (Z)</i>	15
<i>Factor de Uso (U)</i>	15
<i>Parámetro de Sitio (S, T_P Y T_L)</i>	15
<i>Factor de Amplificación Sísmica (C)</i>	16
4.3 FACTOR DE REDUCCIÓN BÁSICO.....	16
<i>Irregularidad Estructural</i>	16
<i>Análisis de Irregularidad</i>	16
<i>Irregularidad de Rigidez - piso Blando:</i>	17
<i>Irregularidad de Resistencia - Piso Débil:</i>	17
<i>Irregularidad Torsional:</i>	18
<i>Coficiente de Reducción:</i>	18
4.4 PESO SÍSMICO	18
4.5 ESPECTRO DE DISEÑO	18
4.6 ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO.....	19
<i>Tipo de Sistema Estructural</i>	20
<i>Determinación de Desplazamientos Laterales</i>	20
4.7 JUNTA SÍSMICA	21
4.8 ANÁLISIS ESTÁTICO ELÁSTICO	21
4.9 FUERZA CORTANTE MÍNIMA	23

4.10	MODELO ESTRUCTURAL	23
4.11	SOLICITACIONES EN EL ANÁLISIS SÍSMICO.....	26
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO		27
5.1	MÉTODOS DE DISEÑO	27
	<i>Diseño por Resistencia</i>	27
	<i>Resistencia de Diseño</i>	27
	<i>Resistencia Nominal</i>	27
	<i>Resistencia Requerida.....</i>	28
	<i>Requisitos Bajo Cargas de Servicio</i>	28
	<i>Comportamiento Dúctil</i>	29
5.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	29
	<i>Hipótesis Básica de Diseño.....</i>	29
	<i>Ecuaciones Para el Diseño en Flexión</i>	30
	<i>Límite Balanceado</i>	30
	<i>Acero Máximo</i>	31
	<i>Acero Mínimo en Tracción y Temperatura</i>	31
5.3	DISEÑO POR CORTANTE	31
	<i>Contribución del Concreto al Cortante</i>	33
	<i>Contribución del Acero al Cortante</i>	33
5.4	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	34
	<i>Diagrama de Interacción</i>	34
5.5	DETALLES DE REFUERZOS	34
	<i>Recubrimientos.....</i>	34
	<i>Anclajes de Refuerzo.....</i>	35
	<i>Traslapes</i>	37
	<i>Corte de Fierro.....</i>	39
CAPÍTULO 6: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LOSAS Y VIGAS		41
6.1	DISEÑO DE LOSAS	41
	<i>Losa Maciza Armada en una Dirección</i>	41
	<i>Losa Aligerada.....</i>	41
6.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	42
	<i>Diseño por Flexión</i>	42
6.3	EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA	43
	<i>Metrado de Cargas:.....</i>	44
	<i>Diseño por Flexión:</i>	44
	<i>Dirección Corta</i>	45
	<i>Dirección Larga.....</i>	45
	<i>Diseño por Cortante.....</i>	45
6.4	DISEÑO DE VIGAS.....	46
	<i>Diseño por Capacidad.....</i>	47
6.5	EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA	47
	<i>Envoltura Viga VT-7 0.30 x 0.50 m</i>	47
	<i>Diseño por Flexión</i>	48
	<i>Diseño por Cortante.....</i>	50
	<i>Diseño por Capacidad.....</i>	50
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS Y PLACAS		53

7.1 DISEÑO DE COLUMNAS	53
7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA.....	54
<i>Solicitaciones</i>	54
<i>Combinación de Diseño</i>	54
<i>Verificación Biaxial</i>	56
<i>Diseño por Cortante</i>	57
<i>Diseño por Capacidad</i>	58
7.3 DISEÑO DE MUROS	59
7.4 DISEÑO DE MURO EN L.....	61
<i>Solicitaciones:</i>	61
<i>Elementos de Confinamiento</i>	61
<i>Acero de Refuerzo en el Muro y Columnas de Confinamiento</i>	63
<i>Diseño en Flexocompresión</i>	66
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES	70
8.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	70
<i>Zapatas Aisladas</i>	70
<i>Zapatas Combinadas</i>	71
<i>Zapatas Conectadas</i>	71
8.2 DISEÑO DE CIMENTACIONES EN CONCRETO ARMADO	72
<i>Flexión</i>	72
<i>Cortante</i>	72
<i>Punzonamiento</i>	73
<i>Longitud de Anclaje</i>	73
8.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA CONECTADA.....	73
<i>Primera Verificación</i>	74
<i>Segunda Verificación</i>	75
<i>Tercera Verificación</i>	76
<i>Cuarta Verificación</i>	76
<i>Diseño Estructural</i>	77
<i>Diseño por Punzonamiento</i>	77
<i>Diseño por Corte</i>	78
<i>Diseño por Flexión</i>	78
<i>Diseño de LA Viga de Cimentación</i>	79
<i>Diseño por Corte</i>	79
<i>Diseño por Flexión</i>	79
8.4 DISEÑO ZAPATA AISLADA.....	80
<i>Longitud de Anclaje</i>	80
<i>Capacidad Portante del Terreno</i>	81
<i>Verificación Considerando Cargas de Servicio</i>	81
<i>Verificación Considerando Sismo en X</i>	81
<i>Verificación Considerando Sismo en Y</i>	81
<i>Diseño en Concreto Armado</i>	81
<i>Diseño por Cortante</i>	82
<i>Diseño por Punzonamiento</i>	82
<i>Refuerzo por Flexión</i>	82
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.....	85
9.1 DISEÑO DE ESCALERAS.....	85

<i>Predimensionamiento</i>	85
<i>Metrado de Cargas</i>	85
<i>Solicitaciones</i>	86
<i>Diseño</i>	87
CONCLUSIONES	89
BIBLIOGRAFÍA	91



LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: VISTA EN ELEVACIÓN DEL EDIFICIO DE VIVIENDAS DE SEIS NIVELES.	1
FIGURA 2: VISTA EN PLANTA DEL PRIMER NIVEL.	2
FIGURA 3: VISTA EN PLANTA DE LOS NIVELES 2,4 Y 6.	3
FIGURA 4: VISTA EN CORTE DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES.	4
FIGURA 5: ALIGERADO DE $H = 20$ CM.	6
FIGURA 6: DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	10
FIGURA 7: ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR DE UNA VIGUETA DE DOS TRAMOS.	12
FIGURA 8: CONVENCION DE COLORES PARA EJES LOCALES.	13
FIGURA 9: FUERZA AXIAL POSITIVA Y TORSIÓN POSITIVA.	14
FIGURA 10: MOMENTOS Y CORTANTES POSITIVOS ACTUANDO EN LA REGIÓN POSITIVA.	14
FIGURA 11: ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.	19
FIGURA 12: DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.	23
FIGURA 13: VISTA EN PLANTA DEL MODELO ESTRUCTURAL.	24
FIGURA 14: VISTA EN CORTE DEL MODELO ESTRUCTURAL.	24
FIGURA 15: VISTA EN 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL.	25
FIGURA 16: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN EL EJE F PARA CARGAS DE SISMO EN X.	26
FIGURA 17: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN EL EJE 7 PARA CARGAS DE SISMO EN Y.	26
FIGURA 18: SIMPLIFICACIÓN PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE CONCRETO ARMADO. SE MUESTRA EL BLOQUE DE COMPRESIÓN PARABÓLICO Y RECTANGULAR.	30
FIGURA 19: DETERMINACIÓN DE LA FALLA BALANCEADA CON EL OBJETIVO DE OBTENER LA CUANTÍA MÁXIMA.	31
FIGURA 20: FORMACIÓN DE GRIETAS VERTICALES POR ESFUERZOS A FLEXIÓN PURA Y FORMACIÓN DE GRIETAS DIAGONALES POR ESFUERZOS A FLEXIÓN Y CORTANTE ACTUANDO SIMULTÁNEAMENTE.	32
FIGURA 21: LAS SOLICITACIONES POR CORTANTE SON TOMADAS POR LAS VIGAS A UNA DISTANCIA DESDE EL APOYO IGUAL AL PERALTE EFECTIVO.(SENSICO.2009).	32
FIGURA 22: CASOS DE CARGA DONDE SE CONSIDERA LA CORTANTE ÚLTIMA A LA CARA DEL APOYO.(SENSICO 2009).	32
FIGURA 23: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SECCIONES RECTANGULARES.	34
FIGURA 24: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN LOSAS ALIGERADAS Y COLUMNAS.	35
FIGURA 25: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN LOSAS MACIZAS Y VIGAS PERALTADAS.	35
FIGURA 26: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN PLACAS Y VIGAS CHATAS.	35
FIGURA 27: DETALLES DE GANCHO ESTÁNDAR CON DOBLEZ A 90 GRADOS.	36
FIGURA 28: DETALLE DE ESTRIBO CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA.	37
FIGURA 29: DETALLE DE LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS LONGITUDINALES QUE LLEGAN A LA CIMENTACIÓN.	37
FIGURA 30: TRASLAPES EN VIGAS Y ALIGERADOS.	38
FIGURA 31: EMPALMES EN COLUMNAS EN ZONAS DE REFUERZOS BAJOS.	39
FIGURA 32: EMPALMES EN COLUMNAS EN ZONAS DE REFUERZOS ALTOS.	39
FIGURA 33: ENSANCHES DE ALIGERADOS PARA HACER FRENTE A SOLICITACIONES POR CORTANTE.	42
FIGURA 34: ENVOLVENTE DE DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA UNA VIGUETA DEL ALIGERADO.	42
FIGURA 35: ENVOLVENTE DE DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PARA UNA VIGUETA DEL ALIGERADO.	42
FIGURA 36: REFUERZO LONGITUDINAL ALIGERADO 20 CM.	43
FIGURA 37: DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO $H = 20$ CM.	43
FIGURA 38: MOMENTOS FLECTORES EN LA LOSA MACIZA PARA LA COMBINACIÓN 1.4CM+1.7CV EN LA DIRECCIÓN X E Y.	44
FIGURA 39: DIMENSIONES DEL PAÑO DE LOSA MACIZA.	44
FIGURA 40: DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL DE LA LOSA MACIZA.	46
FIGURA 41: FUERZA CORTANTE EN VIGAS CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA – DISEÑO POR CAPACIDAD. (SENSICO. 2009).	47
FIGURA 42: UBICACIÓN EN PLANTA DE LA VIGA VT-7 30 x 50 CM.	47
FIGURA 43: ENVOLVENTE DE DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA LA VIGA VT-7 30 x 50 CM.	48
FIGURA 44: ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE PARA LA VIGA VT-7 30 x 50 CM.	48

FIGURA 45: MAGNITUD DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN LOS APOYOS Y CENTROS DE LUZ.....	48
FIGURA 46: CUANTÍA RESULTANTE TRAS EL DISEÑO POR RESISTENCIA.	48
FIGURA 47: ÁREA DE REFUERZO NECESARIA EN LOS APOYOS Y CENTROS DE LUZ - VIGA VT 7 30 x 50 CM.....	49
FIGURA 48: ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE ACUERDO AL DISEÑO.	49
FIGURA 49: SOLICITACIONES POR FUERZA CORTANTE.	51
FIGURA 50: ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL - SEGUNDO TRAMO.	51
FIGURA 51: ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL - TERCER TRAMO.	52
FIGURA 52: FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA. (SENSICO. 2009).	53
FIGURA 53: UBICACIÓN EN PLANTA DE LA COLUMNA A DISEÑAR.....	54
FIGURA 54: EL CONTORNO AZUL REPRESENTA EL DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR NOMINAL Y EL CONTORNO ROJO EL DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR AFECTADO POR LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN.....	55
FIGURA 55: LOS PUNTOS VIOLETAS REPRESENTAN LAS COMBINACIONES DE DISEÑO. SE OBSERVA QUE LAS SOLICITACIONES SE ENCUENTRAN DENTRO DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA.	55
FIGURA 56: TRAZO DE LA RECTA DE EXCENTRICIDAD CONSTANTE PARA LA OBTENCIÓN DE LA FUERZA AXIAL NOMINAL.	56
FIGURA 57: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DESDE EL PUNTO DE LA COMBINACIÓN DE DISEÑO PARA OBTENER EL MOMENTO NOMINAL ASOCIADO A LA CORTANTE ÚLTIMA.	58
FIGURA 58: SECCIÓN EN L DEL MURO DE CORTE.	61
FIGURA 59: UBICACIÓN DE LOS EJES PRINCIPALES CENTROIDALES.	62
FIGURA 60: DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN EL MURO DE CORTE.	66
FIGURA 61: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EN L ALREDEDOR DEL EJE X.....	67
FIGURA 62: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA EL MURO EN L ALREDEDOR DEL EJE Y.	67
FIGURA 63: REDUCCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL COMO CONSECUENCIA DE LA REDUCCIÓN DE LAS SOLICITACIONES A PARTIR DEL CUARTO NIVEL.	68
FIGURA 64: ZAPATA AISLADA CENTRADA.	70
FIGURA 65: ZAPATA AISLADA EXCÉNTRICA.	70
FIGURA 66: ZAPATAS COMBINADAS CON COLUMNAS CENTRADAS.....	71
FIGURA 67: ZAPATAS COMBINADAS CON COLUMNAS EXCENRICAS.....	71
FIGURA 68: VISTA EN PLANTA DE ZAPATAS CONECTADAS.....	71
FIGURA 69: VISTA EN ELEVACIÓN DE ZAPATAS CONECTADAS.	72
FIGURA 70: DISEÑO POR FUERZA CORTANTE - SECCIÓN CRÍTICA.	72
FIGURA 71: SECCIÓN CRÍTICA POR PUNZONAMIENTO.	73
FIGURA 72: ANÁLISIS PARA CARGAS DE SERVICIO CON FINES DE DETERMINAR LAS PRESIONES EN EL SUELO.....	74
FIGURA 73: OBTENCIÓN DE LAS PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CONDICIÓN DE SISMO EN LA DIRECCIÓN Y+.....	75
FIGURA 74: OBTENCIÓN DE LAS PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CONDICIÓN DE SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-.	76
FIGURA 75: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	79
FIGURA 76: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE EN LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	79
FIGURA 77: DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN LA VIGA DE CIMENTACIÓN.	80
FIGURA 78: DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN LA ZAPATA AISLADA.....	83
FIGURA 79: PLANTA DE CIMENTACIONES RESULTANTE TRAS EL DISEÑO.	84
FIGURA 80: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA LA ESCALERA EN EL PRIMER TRAMO.	86
FIGURA 81: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PARA LA ESCALERA EN EL PRIMER TRAMO.	87
FIGURA 82: DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN EL PRIMER TRAMO DE LA ESCALERA.	88

LISTA DE TABLAS

TABLA 1: MEDIDAS TENTATIVAS DE LAS COLUMNAS	8
TABLA 2: VERIFICACIÓN POR PANDEO DE LAS COLUMNAS.	8
TABLA 3: MATERIALES QUE COMPONEN LA ESTRUCTURA.....	11
TABLA 4: MAGNITUD DE CARGA VIVA DISTRIBUIDA POR UNIDAD DE METRO CUADRADO.....	11
TABLA 5: METRADO DE CARGAS PARA UNA VIGUETA DE LA LOSA ALIGERADA.	11
TABLA 6: METRADO DE TABIQUERÍA DE 15 CM DE ESPESOR INCLUYENDO TARRAJEO.	12
TABLA 7 METRADOS DE CARGAS PARA LOSA MACIZA.	12
TABLA 8: LISTA DE IRREGULARIDADES QUE SE EVALÚAN EN LA ESTRUCTURA.	16
TABLA 9: DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL DEL EDIFICIO Y VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE PISO BLANDO EN LA DIRECCIÓN X.....	17
TABLA 10: DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL DEL EDIFICIO Y VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE PISO BLANDO EN LA DIRECCIÓN Y.....	17
TABLA 11: DESPLAZAMIENTOS DE ENTRE PISO.	18
TABLA 12: PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.	19
TABLA 13: DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	20
TABLA 14: DERIVAS INELÁSTICAS DENTRO DE LOS LÍMITES QUE EXIGE LA N.T.E E.030.....	20
TABLA 15: OBTENCIÓN DE LA CORTANTE ESTÁTICA BASAL.....	22
TABLA 16: DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA.	22
TABLA 17: COMPARATIVO ENTRE EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO CON FINES DE DETERMINAR LAS CORTANTE BASAL MÍNIMA.	23
TABLA 18: FACTOR DE REDUCCIÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	27
TABLA 19: FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE SOLICITACIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA.....	28
TABLA 20: LONGITUD DE ANCLAJE PARA LOS DISTINTOS DIÁMETROS DE VARILLAS DE REFUERZO CON RELACIÓN A SU POSICIÓN DENTRO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL Y EL TIPO DE SOLICITACIÓN (TRACCIÓN O COMPRESIÓN).	36
TABLA 21: METRADO DE CARGAS PARA EL ANÁLISIS DE LA LOSA MACIZA.	44
TABLA 22: SOLICITACIONES EN LA COLUMNA C-06.	54
TABLA 23: COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA COLUMNA C-06.	54
TABLA 24: VERIFICACIÓN FRENTE A SOLICITACIONES DE MOMENTOS BIAXIALES EN LA DIRECCIÓN X.....	56
TABLA 25: VERIFICACIÓN FRENTE A SOLICITACIONES DE MOMENTOS BIAXIALES EN LA DIRECCIÓN Y.	57
TABLA 26: APORTE DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA POR CORTE. SE OBSERVA VALORES DISTINTOS POR EL APORTE DE LA CARGA AXIAL.....	57
TABLA 27: CORTANTES ÚLTIMAS.	57
TABLA 28: MOMENTOS NOMINALES ASOCIADOS A LAS FUERZAS AXIALES ÚLTIMAS EN LA DIRECCIÓN X.	58
TABLA 29: MOMENTOS NOMINALES ASOCIADOS A LAS FUERZAS AXIALES ÚLTIMAS EN LA DIRECCIÓN Y.	58
TABLA 30: SOLICITACIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA DEL MURO DE CORTE.....	61
TABLA 31: SOLICITACIONES EN LA ZAPATA EXCÉNTRICA Y EN LA ZAPATA INTERIOR.....	74
TABLA 32: SOLICITACIONES EN LA ZAPATA AISLADA.....	80

CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El edificio de departamentos cuenta con 6 niveles destinados a vivienda, ubicado en el distrito de Santiago de Surco. El área techada es de 372 m² por nivel. El edificio está compuesto por departamentos dúplex, flat y 14 estacionamientos.

El edificio cuenta con ingreso peatonal en el frontis. Este conduce al departamento dúplex por el lado izquierdo y al departamento flat por el lado derecho. Al final del corredor se encuentran el ascensor, las escaleras y el ingreso al departamento flat.

La circulación en los niveles se da por medio del corredor. La circulación vertical se da por medio del ascensor y las escaleras.

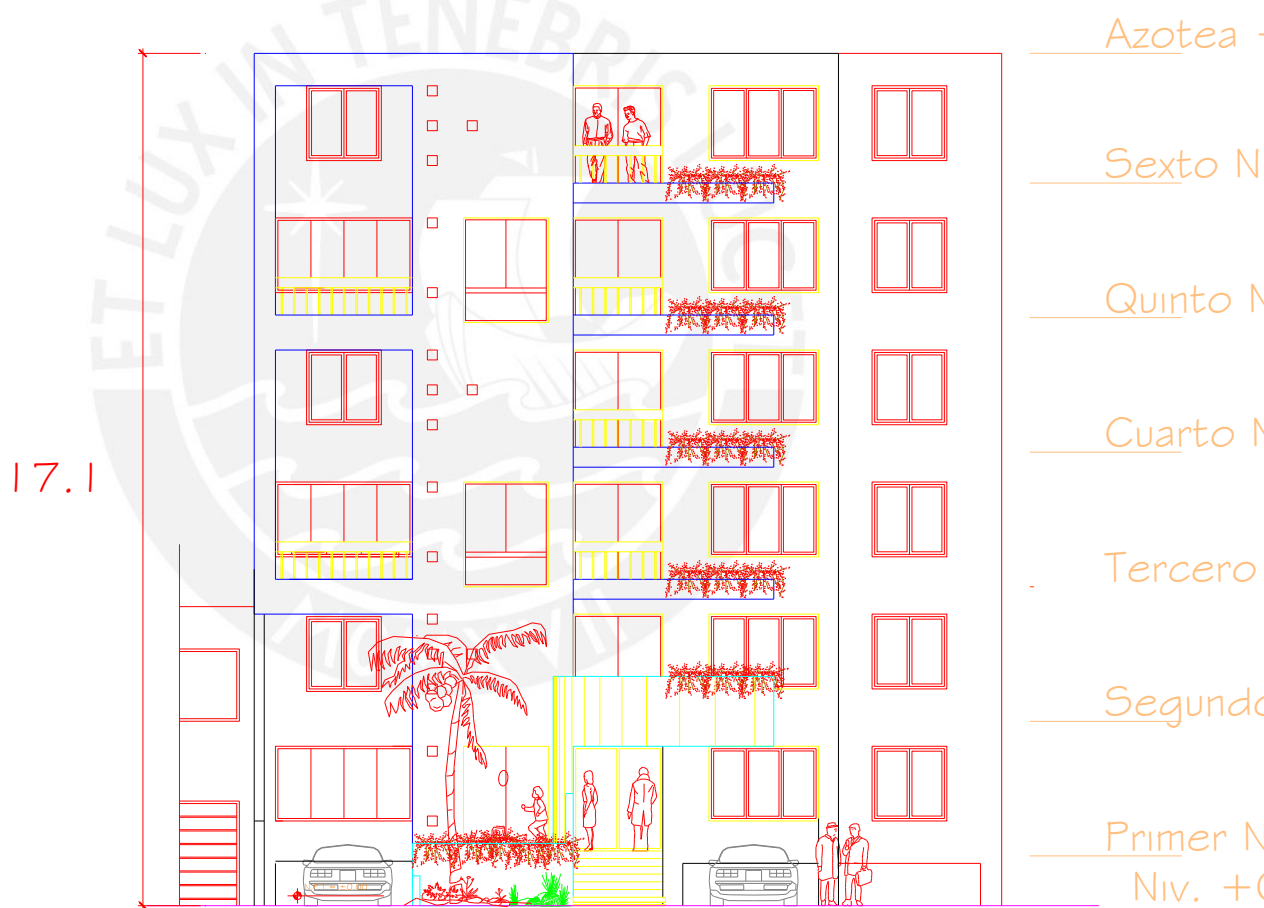


FIGURA 1: VISTA EN ELEVACIÓN DEL EDIFICIO DE VIVIENDAS DE SEIS NIVELES.



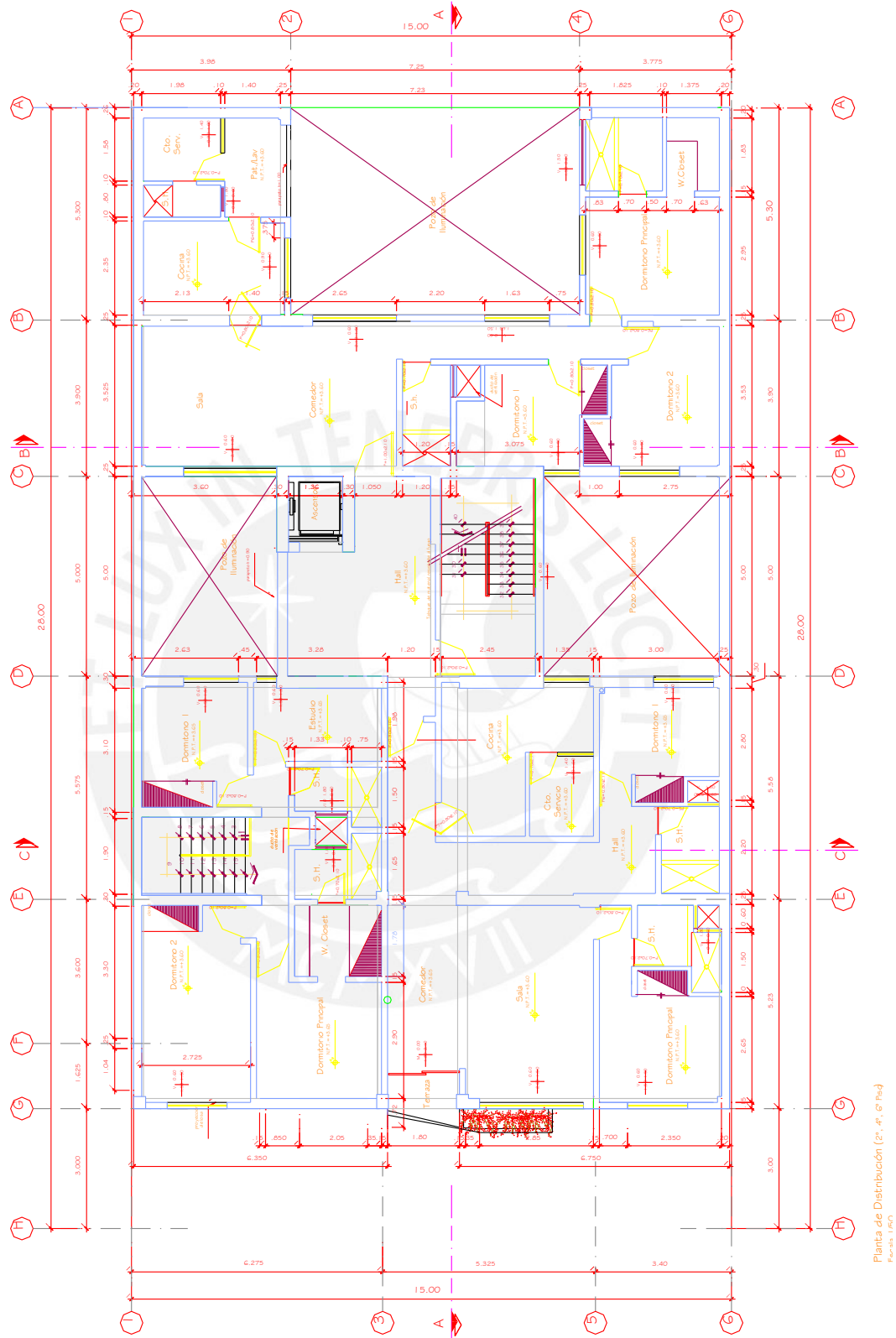


FIGURA 3: VISTA EN PLANTA DE LOS NIVELES 2,4 Y 6.

1.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural está compuesto por pórticos y placas de concreto armado, los diafragmas de cada nivel están constituidos por losas macizas y losas aligeradas. Los materiales que conforman los elementos estructurales son el concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y las varillas de refuerzo grado 60 con plataforma de fluencia a $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$.

El resultado del estudio de mecánica de suelos permite clasificar al suelo de cimentación como Tipo S1 de acuerdo con la N.T.E E.030. Al cual le corresponde un factor de amplificación de 1 con un periodo predominante de 0.4 sg. Los resultados indican una capacidad portante del estrato de cimentación de 4 kg/cm^2 a una profundidad de desplante de 1.5 m respecto al nivel del terreno natural.

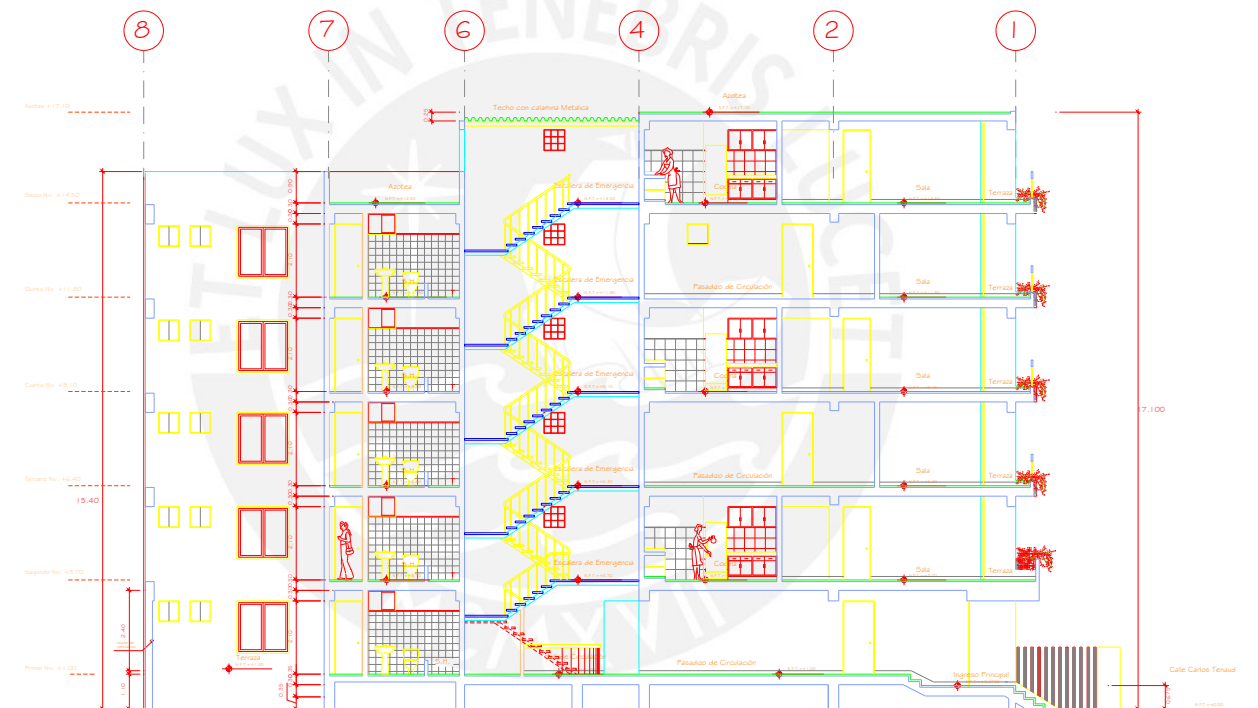


FIGURA 4: VISTA EN CORTE DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CONCEPTOS DE ESTRUCTURACIÓN

La costa del Perú, al situarse sobre el cinturón de fuego del Pacífico presenta una alta actividad sísmica. Siendo una zona de alto peligro sísmico es fundamental que el diseño sea acorde con la filosofía y principios del diseño sismorresistente:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños en la propiedad.

Se realizará la distribución de los elementos estructurales de forma armoniosa con los planos de arquitectura. Evitando la disminución de la funcionalidad de los espacios. Siempre que sea posible el sistema estructural tendrá las siguientes características:

i. Simplicidad y Simetría:

Permite un mayor grado de predictibilidad de la respuesta de la estructura frente a las solicitaciones sísmicas. Se reducen los devastadores efectos por torsión. Adicionalmente la estructura se verá sometida a cargas laterales reducidas durante el análisis dinámico ya que el factor de reducción (R) no se castiga por irregularidades geométricas.

ii. Resistencia y Ductilidad.

La resistencia lateral de la estructura debe ser tal que para sismos frecuentes no ingrese al régimen inelástico. Se recomienda tener secciones robustas en los elementos estructurales: vigas, columnas y placas. Estas aportan a la resistencia lateral.

Es preciso recordar que construir estructuras que permanezca en el régimen elástico para sismo raros (475 años de periodo de retorno) es económica y técnicamente inviable. Por tanto, es necesario tener una estructura dúctil con una mayor capacidad de disipación de energía que resguarde la vida de los ocupantes. Una estructura se considera dúctil cuando permite la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, evita la falla de nudos y posterga la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas.

iii. Hiperestaticidad y Monolitismo.

La hiperestaticidad estructural evita el colapso tras el fallo de un elemento a través de la formación de rótulas permitiendo que las solicitaciones sean tomadas por otros elementos. El monolitismo es una característica de las estructuras que permite transmitir los esfuerzos de un elemento a otro. Logrando un comportamiento unificado de los elementos.

iv. Uniformidad y Continuidad de la Estructura.

Los elementos estructurales deben ser continuos tanto en planta como en altura para evitar la concentración de esfuerzos. En las plantas superiores se presentan menores esfuerzos pudiéndose reducir las secciones de los

elementos. Se recomienda un cambio paulatino en las secciones al pasar de nivel en nivel.

v. Rigidez Lateral.

Es un concepto fundamental en el diseño sismo-resistente que busca limitar los desplazamientos horizontales a causa de las solicitaciones sísmicas (fuerzas horizontales). Los códigos de diseño limitan su valor mínimo con la finalidad de proteger los elementos componentes del edificio (equipos, acabados, etc.).

vi. Diafragma Rígido.

Esta hipótesis considera que la distribución de fuerzas horizontales en cada entre piso se da de manera proporcional a la rigidez lateral de los elementos verticales. Toda la planta se mueve en conjunto frente a solicitaciones horizontales.

2.2 ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

ELEMENTOS VERTICALES

Se plantea el uso de muros de corte en ambas direcciones X / Y con el fin de rigidizar el edificio frente a cargas sísmicas. En tanto que las cargas permanentes y vivas serán tomadas en conjunto por muros y columnas.

ELEMENTOS HORIZONTALES

Con el fin de proporcionar diafragmas rígidos en todos los niveles de la estructura se han considerado dos tipos de losas: aligeradas y macizas. La elección de losa maciza radica en dotar de mayor rigidez al estrechamiento de la planta en la parte central.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

LOSAS ALIGERADAS

Para evitar la verificación por deflexiones se siguen las recomendaciones de predimensionamiento dadas por el ingeniero Antonio Blanco:

- Aligerados de altura $H = 17$ cm para luces menores de 4 metros.
- Aligerados de altura $H = 20$ cm para luces entre 4 y 5.5 metros.

Teniendo en consideración que la mayor luz a cubrir es de 5.40 m se eligen losas aligeradas de $H = 20$ cm. La sobrecarga a considerar de acuerdo con la N.T.E E.020 es de 200 kg/m^2 .

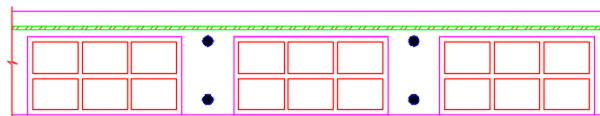


FIGURA 5: ALIGERADO DE $H = 20$ CM

LOSAS MACIZAS

El predimensionamiento buscará evitar deflexiones excesivas y problemas de fisuración. De acuerdo con las recomendaciones del ingeniero Antonio Blanco se tiene:

- $H = 13$ cm hasta luces de 4 m
- $H = 15$ cm hasta luces de 5.5 m
- $H = 20$ cm hasta luces de 6.5 m

Con el objetivo de uniformizar el espesor del diafragma se decide optar por losas macizas de $H = 20$ cm. Este peralte de la losa garantiza un desempeño óptimo en servicio. Evita problemas de vibración.

VIGAS

Con el objetivo de evitar deflexiones excesivas y obtener cuantías de acero bajas se toman las siguientes recomendaciones:

- Peralte igual a un décimo o un doceavo de la luz libre
- El ancho mínimo de vigas con responsabilidad sísmica es 25 cm de acuerdo con la N.T.E E.060.

Con estas recomendaciones se obtienen vigas con peraltes de 40 cm, 50 cm y 60 cm. De acuerdo con la N.T.E E.060 no será necesaria la verificación por deflexión en vigas si el peralte es mayor o igual a luz/16:

$$\frac{6 \text{ m}}{16} = 37.5 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

$$\frac{5 \text{ m}}{16} = 31.25 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

Anchos de vigas: $0.5 \cdot 60 = 30 \text{ cm}$.

Finalmente se obtiene las siguientes secciones: 25 x 60 cm, 30 x 60 cm y 35 x 60 cm.

COLUMNAS

La presencia de muros controla los momentos, fuerzas cortantes y derivas. Se buscarán dimensiones razonables para iniciar con el proceso iterativo hasta lograr secciones que cumplan las exigencias de la norma de diseño. El área de la sección se puede aproximar de acuerdo a:

$$\text{Área de Columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 \cdot f'_c}$$

Esta relación busca garantizar un adecuado comportamiento en servicio de los elementos.

TABLA 1: MEDIDAS TENTATIVAS DE LAS COLUMNAS

Columna	Área Tributaria m2	N° pisos	CV(ton)	CM(ton)	P servicio (ton)	A. requerida cm2	Predimensión (cm2)
C1	14.5	6	17.3	82.4	99.7	1055	30X35 = 1050
C2	9.0	6	10.8	51.3	62.1	657	35X35 = 1225
C3	14.5	6	17.4	82.7	100.1	1059	40X40 = 1600
C4	5.0	6	6.0	28.5	34.5	365	30X30 = 900

Verificación por pandeo:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \Phi P_{cr}} \geq 1 \quad (1)$$

Asumiendo $C_m = 0.4$ se obtiene:

$$\Phi P_{cr} \geq 1.667 \cdot P_u \quad (\Phi = 0.7)$$

Donde:

P_{cr} = Carga crítica de Pandeo (Fórmula de Euler):

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{k \cdot h} \right)^2 \cdot E \cdot I_{ef} \quad (2)$$

- $K = 1$
- H = altura de columna
- E = Módulo de Elasticidad del concreto
- I_{ef} = Inercia efectiva del concreto $\left(\frac{I_{real}}{5} \right)$

TABLA 2: VERIFICACIÓN POR PANDEO DE LAS COLUMNAS.

Columna	Sección		P ultima(ton)	Inercia Efectiva cm4	H de entrepiso (m)	$\phi P_{cr}(\text{ton})$	$\phi P_{cr}/P_u \geq 1.67$
C1	30	35	144.8	15750.0	2.7	324.5	2.2
C2	35	35	90.2	25010.4	2.7	515.2	5.7
C3	40	40	145.3	42666.7	2.7	878.9	6.0
C4	30	30	50.1	13500.0	2.7	278.1	5.6

PLACAS

Para un sistema estructural de muros estructurales el área aproximada de muros en una dirección se obtiene:

$$A_{pl} = \frac{0.8 \cdot V_{est}}{0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} + 0.85 \cdot \rho_h \cdot 4200}$$

Donde:

- A_{pl} : Área de la placa requerida en la dirección de análisis.
- ρ_h : cuantía horizontal en placas 0.0025.
- f'_c : 210 kg/cm².
- V_{est} : Cortante basal estática.

Esta aproximación considera que los muros toman el 80 % de la fuerza cortante basal. Un mayor número de muros en una dirección permite un mejor desempeño de la estructura en esa dirección. Permite reducir las solicitaciones de los pórticos en esa dirección de análisis. Muros de mayor espesor tomarán mayores porciones de las solicitaciones sísmicas. Los muros limitan los desplazamientos laterales.

En planta se distribuyen muros con espesores que respeten el diseño arquitectónico en ambas direcciones. Este proceso es iterativo hasta cumplir con las exigencias de la N.T.E E.030: derivas, rigidez de entre piso, resistencia de entre piso, etc.



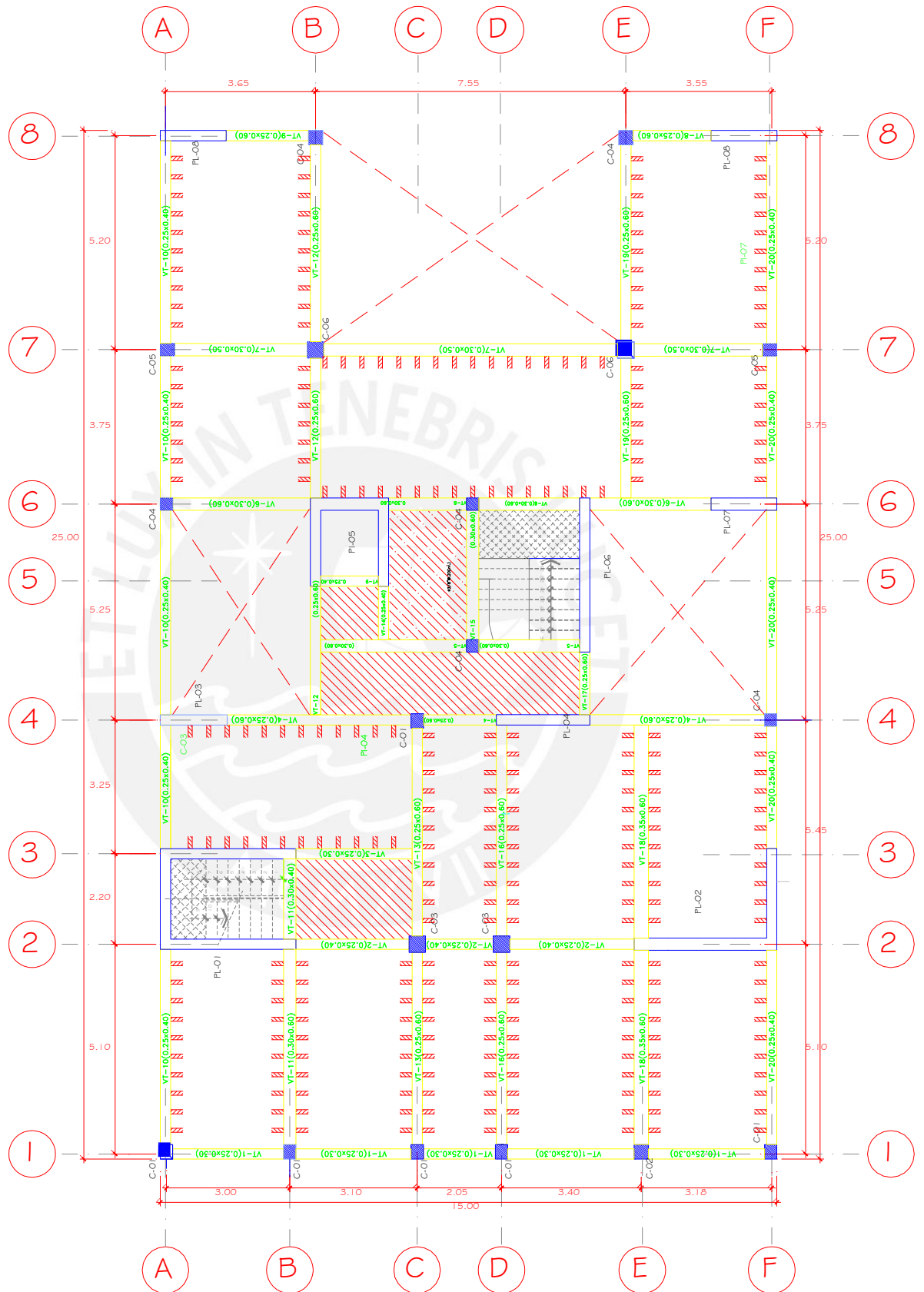


FIGURA 6: DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 CARGAS PARA EL ANÁLISIS

La N.T.E E.020 establece los pesos específicos y valores para las sobrecargas:

TABLA 3: MATERIALES QUE COMPONEN LA ESTRUCTURA.

Material	Peso Unitario
Unidades de Albañilería de arcilla cocida sólidas	1800 kg/m ³
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Agua	1000 kg/m ³
Aligerado convencional h = 20 cm	300 kg/m ²

TABLA 4: MAGNITUD DE CARGA VIVA DISTRIBUIDA POR UNIDAD DE METRO CUADRADO.

Uso	S/C (kg/m ²)
Viviendas, corredores escaleras	200
Azotea	100

3.2 ANÁLISIS PARA LOS SISTEMAS DE LOSAS

LOSA ALIGERADA

El aligerado de H = 20cm está compuesto por viguetas espaciadas a ejes cada 40 cm. Las cargas que resisten las viguetas son: cargas distribuidas por peso propio, acabados, sobrecarga y cargas puntuales por tabiques en dirección perpendicular al aligerado. Para tabiques apoyados a lo largo de la losa en la dirección corta es recomendable hacer uso de vigas chatas.

Las cargas últimas se encuentran amplificadas con los factores establecidos en la N.T.E E.060.

TABLA 5: METRADO DE CARGAS PARA UNA VIGUETA DE LA LOSA ALIGERADA.

	ton/m ²	m		ton/m
PESO PROPIO	0.3	0.4	=	0.12
PISO TERMINADO	0.1	0.4	=	0.04
CM			=	0.16
SOBRECARGA	0.2	0.4	=	0.08
CV			=	0.08
COMBINACIÓN SERVICIO			=	0.24
COMBINACIÓN ÚLTIMA			=	0.36

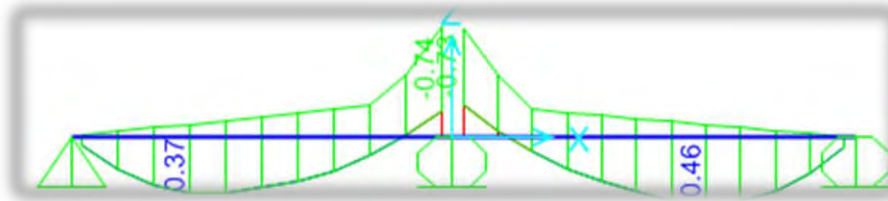


FIGURA 7: ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR DE UNA VIGUETA DE DOS TRAMOS.

TABLA 6: METRADO DE TABIQUERÍA DE 15 CM DE ESPESOR INCLUYENDO TARRAJEO.

CARGA CONCENTRADA - TABIQUE					
γ (ton/m ³)	e (m)	H (m)	Ancho Tributario (m)		
1.8	0.15	2.7	0.4	=	0.29
SERVICIO				=	0.29
ÚLTIMA				=	0.41

Los apoyos del elemento en análisis dependen de las condiciones de borde. En los casos donde el apoyo es una viga o un aligerado se modela como un apoyo articulado y cuando el elemento de borde es una losa maciza o un muro de corte se modela como apoyos empotrados.

LOSAS MACIZAS

De acuerdo a la relación de las longitudes de los lados el comportamiento de la losa maciza se da en una dirección (relación de lados mayor a dos) o en dos direcciones. Al igual que las viguetas la condición de apoyo depende de la condición de borde. A continuación, se muestran los esfuerzos en las losas.

TABLA 7 METRADOS DE CARGAS PARA LOSA MACIZA.

CARGA MUERTA				
PESO PROPIO	2.4	0.2	=	0.48
PISO TERMINADO	0.1		=	0.1
CARGA VIVA				
SOBRECARGA	0.2		=	0.2
COMBINACIÓN SERVICIO (ton/m ²)			=	0.78
COMBINACIÓN ÚLTIMA (ton/m ²)			=	1.15
CARGA PUNTUAL - TABIQUERÍA				
MURO				
1.8	0.15	2.7	=	0.73
SERVICIO (ton/m)			=	0.73
ÚLTIMA (ton/m)			=	1.02

VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS

Se modela el edificio con la asistencia del software ETABS con el fin de determinar la interacción entre los elementos. Las vigas se modelaron como elementos frame anulando su rigidez a la torsión, las columnas como

elementos frame y las placas como elementos walls. Los elementos verticales inician a 1.5 m por debajo del nivel del terreno natural asumiendo la condición de empotramiento.

Losas macizas y aligeradas se modelaron como elementos membrana estas al presentar rigidez solo en su plano transmiten directamente los momentos a las vigas de borde. Es preciso mencionar que los elementos membrana aportan rigidez lateral al edificio.

En cada nivel se asignó diafragma rígido para compatibilizar los desplazamientos laterales de columnas y placas.

Se recomienda siempre hacer uso de los métodos de análisis simplificado que brinda la N.T.E E.060 para comparar la magnitud de las solicitaciones que se obtienen con el ETABS y advertir errores de modelamiento.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Las magnitudes de las deformaciones de los elementos estructurales se ven afectados principalmente por su sección transversal. En un edificio los elementos verticales son de diferente sección obteniéndose deformaciones verticales de diferente magnitud. Estas deformaciones verticales desproporcionadas entre los elementos generan esfuerzos adicionales en los elementos. Estas solicitaciones no se deben considerar en el análisis ya que las deformaciones que las generan se compensan durante el proceso constructivo.

El software ETABS implementa esta corrección con la opción “proceso constructivo”. Esta opción permite que el software analice nivel a nivel la estructura.

CONVENCIÓN DE SIGNOS EN ETABS

El software de la compañía Computers and Structures utiliza una convención de signos distinta a la que usualmente se maneja en la bibliografía referente al tema. La información que a continuación se menciona proviene de la documentación del software.

EJES LOCALES

Identificar los ejes locales es de gran importancia en la interpretación de los resultados obtenidos en los análisis. La convención para los ejes locales es la siguiente:

- Eje local 1: Rojo.
- Eje local 2: Verde.
- Eje local 3: Azul.

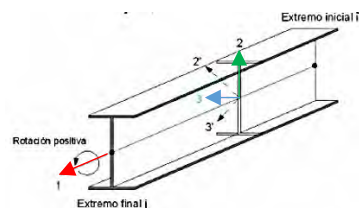


FIGURA 8: CONVENCIÓN DE COLORES PARA EJES LOCALES.

El eje local 1 positivo tiene la dirección del vector que va del extremo inicial al extremo final del elemento. Los ejes locales cumplen la regla de la mano derecha.

COLUMNAS, VIGAS

Se define el concepto de región positiva y región negativa en el elemento para cada eje local. La región positiva es aquella que es perpendicular al eje local en su dirección positiva. En el mismo sentido la región negativa es aquella que es perpendicular al eje local en su dirección negativa. Por ejemplo, la región positiva 1 es aquella que es perpendicular al eje local 1 positivo.

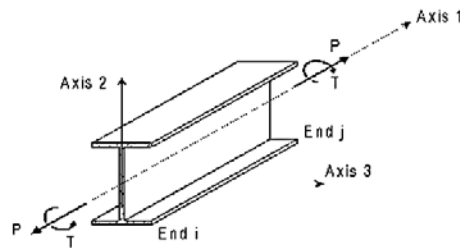


FIGURA 9: FUERZA AXIAL POSITIVA Y TORSIÓN POSITIVA.

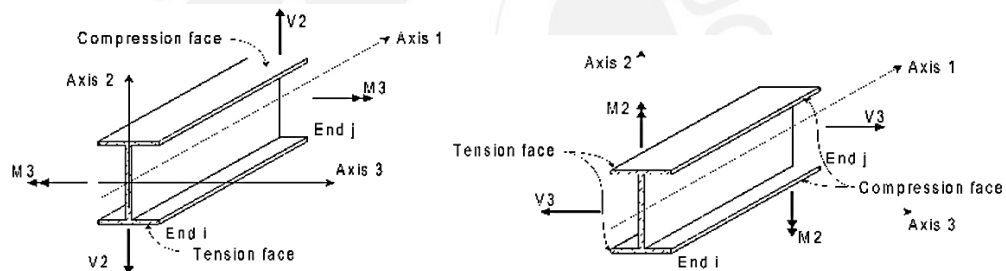


FIGURA 10: MOMENTOS Y CORTANTES POSITIVOS ACTUANDO EN LA REGIÓN POSITIVA

- Las fuerzas internas (P , V_2 y V_3) y el torque (T) son positivas cuando actúan en la región 1 positiva y están orientadas en la dirección positiva de sus ejes locales.
- Las fuerzas internas (P , V_2 y V_3) y el torque (T) son positivas cuando actúan en la región 1 negativa y están orientadas en la dirección negativa de sus ejes locales.
- El momento M_2 es positivo cuando causa compresión en la región 3 positiva y tensión en la región 3 negativa.
- El momento M_3 es positivo cuando causa compresión en la región 2 positiva y tensión en la región 2 negativa.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO

El análisis sísmico tiene por finalidad determinar las fuerzas y momentos generados por fuerzas sísmicas en cada uno de los elementos estructurales y posteriormente proceder con su diseño. El análisis sísmico se realiza de acuerdo a la N.T.E E.030 la cual tiene por finalidad dotar a la estructura de una adecuada resistencia, rigidez y ductilidad de acuerdo a la importancia, ubicación, condiciones geotécnicas y las irregularidades que presenta la edificación. La norma E.030 exige realizar el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral. Los análisis sísmicos exigidos se hacen en las dos direcciones principales.

Con ayuda del software ETABS se realizará el análisis sísmico en el rango elástico. El modelo tridimensional considera tres grados de libertad dinámico por nivel: dos de traslación en los ejes principales X e Y y un grado de rotación alrededor del eje Z. Se considera que el peso de la estructura se encuentra concentrada en cada nivel actuando en el centro de masa.

4.1 MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO

El modelo tridimensional cuenta con tres grados dinámicos de libertad por nivel correspondiente a las características de un diafragma rígido ubicados en el centro de masa. La disposición de los elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales determinará la posición del centro de rigidez. Posteriormente se somete a la estructura a un espectro de aceleraciones.

El peso de la edificación de acuerdo a su categoría establecida en la N.T.E E.030 se determina como el cien por ciento de la carga muerta más el veinticinco por ciento de la carga viva(100%CM+25%CV).

4.2 PARÁMETROS DE SITIO

La N.T.E E.030 establece los siguientes parámetros para el diseño sísmico:

FACTOR DE ZONA (Z)

Relaciona la aceleración máxima de la zona con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Al ubicarse nuestro edificio en la ciudad de Lima le corresponde un factor $Z = 0.45$.

FACTOR DE USO (U)

Establece el nivel de funcionalidad que debe presentar el edificio tras un evento sísmico de gran intensidad. Para edificios destinados a vivienda dentro de la categoría C tenemos el valor de $U=1$.

PARÁMETRO DE SITIO (S , T_p Y T_L)

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos la presión admisible del estrato de cimentación es de 4 kg/cm^2 siendo un tipo de suelo S_1 . Esta característica junto al factor de zona $Z= 4$ otorga el valor del factor de suelo $S = 1$.

Los periodos que definen la plataforma del factor de amplificación sísmica (T_P) y el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante (T_L) solo dependen del tipo de suelo. Para las características de nuestra estructura se obtiene: $T_P = 0.4$ y $T_L = 2.5$.

FACTOR DE AMPILIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Representa la amplificación de la aceleración del suelo producida por la estructura. Este toma los siguientes valores:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (3)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot (T_P / T_L) \quad (4)$$

$$T_L < T \quad C = 2.5 \cdot (T_P \cdot T_L / T_2) \quad (5)$$

4.3 FACTOR DE REDUCCIÓN BÁSICO

Se asume que más del 70% de la cortante basal es tomada por los muros. Obteniéndose un sistema de muros estructurales. A este sistema le corresponde de acuerdo con la N.T.E E.030 un factor de reducción $R_0 = 6$.

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

Permite la clasificación de las estructuras como regulares o irregulares. Para estructuras irregulares se determinan los factores de irregularidad en planta y altura (I_p, I_a). Con estos factores se obtiene el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a \quad (6)$$

Para estructuras regulares $I_p = I_a = 1$.

ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD

La N.T.E E.030 establece criterios que determinan la irregularidad de una estructura. Las irregularidades se presentan tanto en planta como en altura. Las irregularidades que se evalúan en la estructura son:

TABLA 8: LISTA DE IRREGULARIDADES QUE SE EVALÚAN EN LA ESTRUCTURA.

Irregularidad	Criterio	Diseño
Altura	Irregularidad de Rigidez-Piso Blando	No Presenta
	Irregularidad de Resistencia-Piso Débil	No Presenta
	Irregularidad extrema de Rigidez	No Presenta
	Irregularidad extrema de Resistencia	No Presenta
	Irregularidad de Masa o Peso	No Presenta
	Irregularidad de Geometría Vertical	No Presenta
	Discontinuidad de los Sistemas Resistentes	No Presenta
	Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	No Presenta
Planta	Irregularidad Torsional	No Presenta
	Irregularidad Torsional Extrema	No Presenta
	Esquinas Entrantes	Presenta
	Discontinuidad del Diafragma	Presenta
	Sistemas no Paralelos	No Presenta

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO:

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.(SENSICO. 2018).

TABLA 9: DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL DEL EDIFICIO Y VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE PISO BLANDO EN LA DIRECCIÓN X.

			IRREGULARIDAD PISO BLANDO	
Story	Fi	Ux	Kx ton/m	Condición
	ton	m		
				70% NIVEL SUPERIOR
T6	114.8	0.002449	46888.6	32822.0
T5	100.0	0.002578	38795.0	
T4	81.0	0.002627	30821.4	
T3	63.6	0.002507	25383.8	
T2	45.8	0.001920	23848.2	
T1	31.2	0.001675	18652.7	

TABLA 10: DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL DEL EDIFICIO Y VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE PISO BLANDO EN LA DIRECCIÓN Y.

			IRREGULARIDAD PISO BLANDO	
Story	Fi	Uy	Ky ton/m	Condición
	ton	m		
				70% NIVEL SUPERIOR
T6	114.8	0.002857	40192.6	28134.8
T5	100.0	0.003093	32335.4	
T4	81.0	0.003241	24982.4	
T3	63.6	0.003190	19949.0	
T2	45.8	0.002832	16168.3	
T1	31.2	0.002319	13472.7	

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL:

Se presenta irregularidad de resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Al contar el edificio con elementos resistentes verticales continuos en los 6 niveles la resistencia de entrepiso no se modifica. Razón por la cual el sistema estructural no presenta esta irregularidad. .(SENSICO. 2018).

IRREGULARIDAD TORSIONAL:

Este criterio se aplica en edificios con diafragmas rígidos sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50 % del desplazamiento límite (0.035) indicado en la Tabla N.º 11. de la norma E.030.

TABLA 11: DESPLAZAMIENTOS DE ENTRE PISO.

Story	Diaphragm	Load Case/Comb	UX m	UY m	RZ rad	X m	Y m	Z m	h m	Drift
Cuarto Maq.	DCM	DERIVA XX Max	0.0320	0.0105	0.0017	4.7	14.8	21.2	3.500	0.0030
T6	D6	DERIVA XX Max	0.0217	0.0064	0.0016	6.9	11.4	17.7	2.700	0.0015
T5	D5	DERIVA XX Max	0.0177	0.0051	0.0013	7.0	11.1	15.0	2.700	0.0015
T4	D4	DERIVA XX Max	0.0137	0.0039	0.0010	7.0	11.1	12.3	2.700	0.0015
T3	D3	DERIVA XX Max	0.0097	0.0027	0.0007	7.0	11.1	9.6	2.700	0.0014
T2	D2	DERIVA XX Max	0.0059	0.0016	0.0004	7.0	11.1	6.9	2.700	0.0012
T1	D1	DERIVA XX Max	0.0026	0.0007	0.0002	7.0	11.2	4.2	4.200	0.0006

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN:

Al tener una estructura irregular el coeficiente de reducción se ve afectado. Para este edificio en particular:

$$I_{aX} = I_{aY} = 1$$

$$I_{pX} \text{ Esquinas entrantes} = I_{pY} \text{ Esquinas entrantes} = 0.90$$

$$I_{pX} \text{ Discontinuidad diafragma} = I_{pY} \text{ Discontinuidad diafragma} = 0.85$$

En cada dirección se toma el menor valor entre las irregularidades detectadas.

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a$$

$$R_X = 6 \cdot 0.85 \cdot 1 = 5.1$$

$$R_Y = 6 \cdot 0.85 \cdot 1 = 5.1$$

4.4 PESO SÍSMICO

De acuerdo a la N.T.E E.020 para edificaciones destinadas a vivienda (tipo C) se determina el peso sísmico como la suma de la carga total permanente más el 25% de la carga viva. Adicionalmente la norma establece que de forma general en azoteas y techos se tomará el 25% de la carga viva.

$$P = (\text{Peso propio} + CM) + 0.25CV + 0.25CVT$$

4.5 ESPECTRO DE DISEÑO

La N.T.E E.030 proporciona la siguiente expresión para obtener el espectro de diseño:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (7)$$

S_a = Aceleración Espectral

g = gravedad 9.81 m/s²

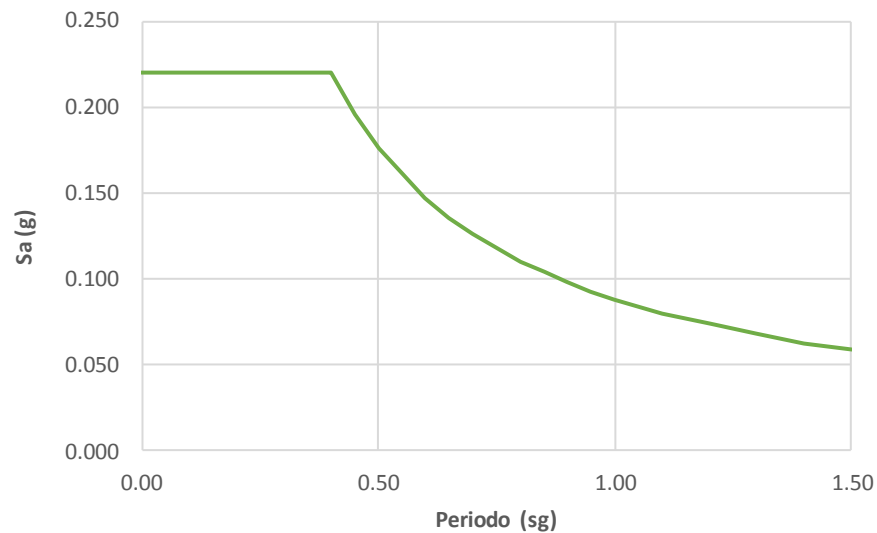


FIGURA 11: ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.

4.6 ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO

Durante el análisis dinámico la velocidad y la aceleración de la estructura varía con el tiempo a consecuencia de las fuerzas restitutivas, fuerzas de amortiguamiento y fuerzas de inercia que interactúan en el tiempo.

El análisis dinámico modal permite determinar los modos de vibración de la estructura tomando en cuenta la distribución de rigideces y masas de la estructura.

TABLA 12: PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.

Factor de Masa Efectiva								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.338	0.53	0.02	0.22	0.53	0.02	0.22
Modal	2	0.316	0.00	0.72	0.02	0.53	0.73	0.24
Modal	3	0.254	0.22	0.01	0.52	0.75	0.74	0.76
Modal	4	0.089	0.10	0.00	0.06	0.85	0.74	0.82
Modal	5	0.074	0.00	0.17	0.01	0.85	0.92	0.82
Modal	6	0.058	0.07	0.00	0.11	0.92	0.92	0.94

En la Tabla 12: Periodo fundamental de vibración. se presenta el factor de masa de los modos principales de vibración. Los cuales representan más del 90% de la masa participante. Se observa que lo periodos fundamentales en la dirección X y en la dirección Y son 0.338 s y 0.316 s respectivamente.

TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL

Se clasifica como sistema estructural de muros de concreto armado al sistema que se compone predominantemente de muros de concreto armado y toma el 70% de la fuerza cortante basal. Como se logra observar en la tabla 13 el comportamiento frente a fuerzas laterales es el de un sistema de muros estructurales.

TABLA 13: DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Sistema Estructural Ro				
	Vx ton(Dinam.)	%	Vy ton(Dinam.)	%
Muros	125.6	97%	155.9	98%
Columnas	3.5	3%	3.2	2%
Total	129.1	100%	159.1	100%
Sistema Estructural:		Muros Estructurales		

DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

La N.T.E E.030 establece derivas máximas para el concreto armado con el fin de que la estructura sea rígida lateralmente. Esta distorsión se mide para cada entrepiso como la relación del desplazamiento de entre piso entre la altura del piso. La norma limita este valor a 0.007 para estructuras de concreto armado.

TABLA 14: DERIVAS INELÁSTICAS DENTRO DE LOS LÍMITES QUE EXIGE LA N.T.E E.030.

Derivas en X				Derivas en Y			
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Story	Load Case/Comb	Direction	Drift
Cuarto Maq.	DERIVA XX Max	X	0.0022	Cuarto Maq.	DERIVA YY Max	Y	0.0024
T6	DERIVA XX Max	X	0.0032	T6	DERIVA YY Max	Y	0.0026
T5	DERIVA XX Max	X	0.0035	T5	DERIVA YY Max	Y	0.0027
T4	DERIVA XX Max	X	0.0035	T4	DERIVA YY Max	Y	0.0027
T3	DERIVA XX Max	X	0.0035	T3	DERIVA YY Max	Y	0.0026
T2	DERIVA XX Max	X	0.0031	T2	DERIVA YY Max	Y	0.0022
T1	DERIVA XX Max	X	0.0015	T1	DERIVA YY Max	Y	0.0011

Las derivas obtenidas del análisis modal se encuentran en el régimen elástico. Para obtenerlas en el régimen inelástico la N.T.E E.030 establece multiplicarlas por R en el caso de estructuras irregulares.

$$\text{Deriva inelástica} = R \cdot \text{Deriva elástica}$$

En la dirección X la máxima deriva de entrepiso es de 3.5‰ y en la dirección Y el valor máximo es de 2.7‰. Valores que reflejan la mayor densidad de muros en la dirección Y.

4.7 JUNTA SÍSMICA

Esta distancia no es menor a los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios aledaños ni menor a $S \geq 0.006 \cdot H = 0.006 \cdot 17.7 = 10.6 \text{ cm}$.

Se obtiene:

Máximo desplazamiento de la edificación en la dirección X: $S_x = 6.62 \text{ cm}$

Máximo desplazamiento de la edificación en la dirección Y: $S_y = 5.56 \text{ cm}$

El edificio se retira de las edificaciones vecinas la mayor distancia de:

$$2/3 \cdot S_x = 4.4 \text{ cm}$$

$$2/3 \cdot S_y = 3.7 \text{ cm}$$

$$S/2 = 5.3 \text{ cm}$$

En vista que las edificaciones aledañas no cuentan con junta sísmica reglamentaria el edificio se retiró los 5.3 cm que le corresponde más 5.3 cm de la estructura vecina. En total la junta sísmica es de 10.6 cm.

4.8 ANÁLISIS ESTÁTICO ELÁSTICO

El análisis estático se caracteriza porque las cargas no varían en el tiempo. La N.T.E E.030 establece el procedimiento para realizar este análisis. La cortante basal estática se estima con la siguiente expresión:

$$V_{\text{ESTÁTICO}} = \frac{ZUCS}{R} \cdot (\text{Peso Estructura}) \quad (8)$$

El factor de amplificación sísmico de la estructura respecto a la cimentación depende del periodo. Para ambas direcciones el periodo fundamental de la estructura es menor a T_p razón por la cual el factor de amplificación C es 2.5 en ambas direcciones.

TABLA 15: OBTENCIÓN DE LA CORTANTE ESTÁTICA BASAL.

Dirección X		Dirección Y	
Tx=	0.338	Tx=	0.316
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1
S	1	S	1
TP=	0.4	TP=	0.4
TL=	2.5	TL=	2.5
Cx=	2.5	Cx=	2.5
Rx=	5.1	Rx=	5.1
la=	1	la=	1
lp=	0.85	lp=	0.85
C/R(>0.125)	0.49	C/R	0.49
Peso de la edificación(ton)	2016.1	Peso de la edificación(ton)	2016.1
Vexx	444.7	Veyy	444.7

La fuerza cortante basal es 444.7 ton que se distribuye en cada nivel de acuerdo a:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (9)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k} \quad (10)$$

n: número de pisos del edificio

Si periodo fundamental $\leq 0.5 \rightarrow k=1$

TABLA 16: DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA.

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES EN X-X/Y-Y					
Vex=	444.7	ton	K=1		
Nivel	PESO ton	ALTURA(m) hi	Pi*(hi)^k	α_i	Fi ton
Cuarto Maq.	19.2	21.2	407.0	0.02	8.24
T6	320.3	17.7	5669.9	0.26	114.83
T5	329.2	15.0	4938.3	0.22	100.01
T4	325.0	12.3	3997.9	0.18	80.97
T3	327.3	9.6	3142.2	0.14	63.64
T2	327.7	6.9	2260.9	0.10	45.79
T1	367.3	4.2	1542.7	0.07	31.24
Cortante Basal					444.7

Resultando la siguiente distribución de fuerzas:

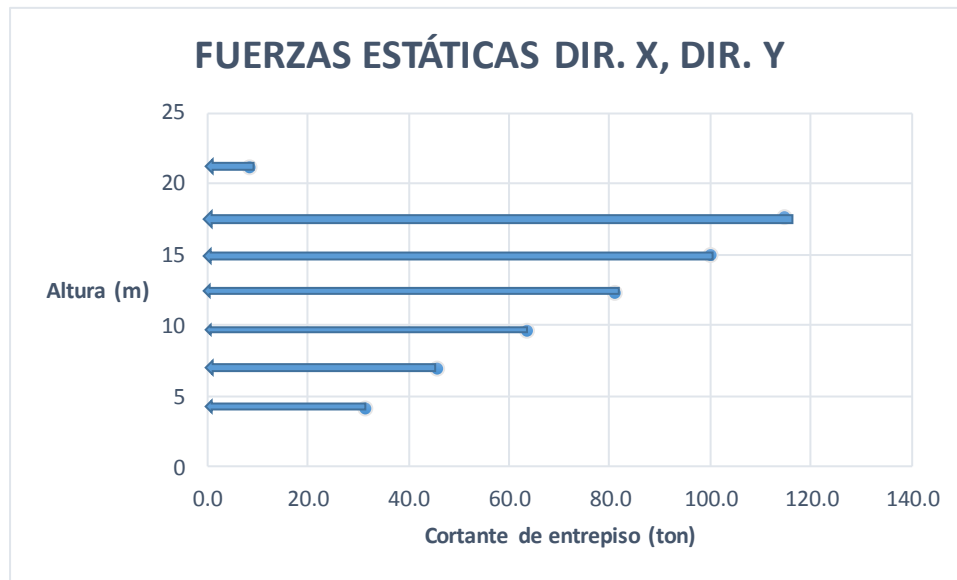


FIGURA 12: DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.

4.9 FUERZA CORTANTE MÍNIMA

De acuerdo a la N.T.E. E.030 la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor al 80% para estructuras regulares ni al 90% para estructura irregulares de la cortante basal obtenida del análisis estático.

TABLA 17: COMPARATIVO ENTRE EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO CON FINES DE DETERMINAR LAS CORTANTE BASAL MÍNIMA.

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO					
	ZUCS/R	PESO EDIFICACIÓN (TON)	CORTANTE ESTÁTICA(ton)	CORTANTES DINÁMICA	FACTOR DE DISEÑO
Vex=	0.221	2016.1	444.7	262.4	1.5
Vey=	0.221	2016.1	444.7	296.7	1.3
VdiseñoX=				400.25	ton
VdiseñoY=				400.25	ton

La estructura al presentar irregularidad en planta debe tener una cortante en la base como mínimo del 90% de la cortante obtenida por el análisis estático. Por tanto el factor de amplificación en la dirección X es de 1.5 y en la dirección Y es de 1.3.

4.10 MODELO ESTRUCTURAL

La etapa de modelado se hizo con el uso del software ETABS el cual está orientado al análisis y diseño de edificios. Para el diseño de la estructura solo se hará uso de los recursos de análisis. Esto debido a que para el diseño de los elementos estructurales el software hace uso de códigos distintos a la N.T.E. E.060.



FIGURA 13: VISTA EN PLANTA DEL MODELO ESTRUCTURAL.

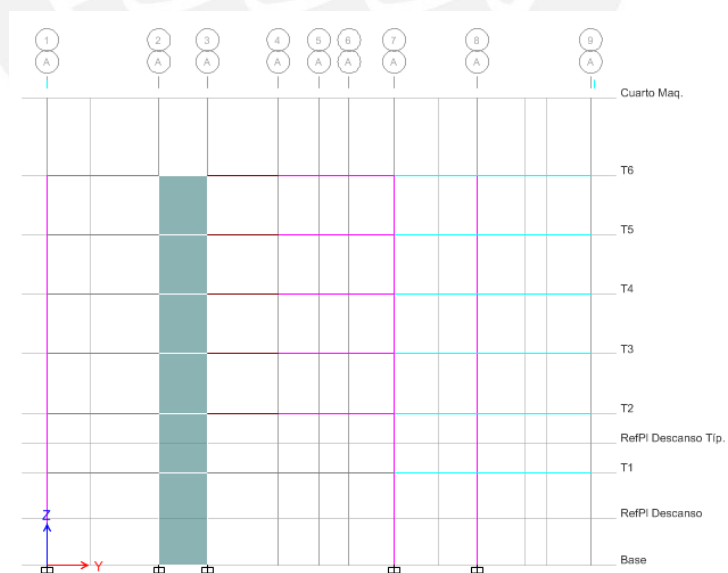


FIGURA 14: VISTA EN CORTE DEL MODELO ESTRUCTURAL.

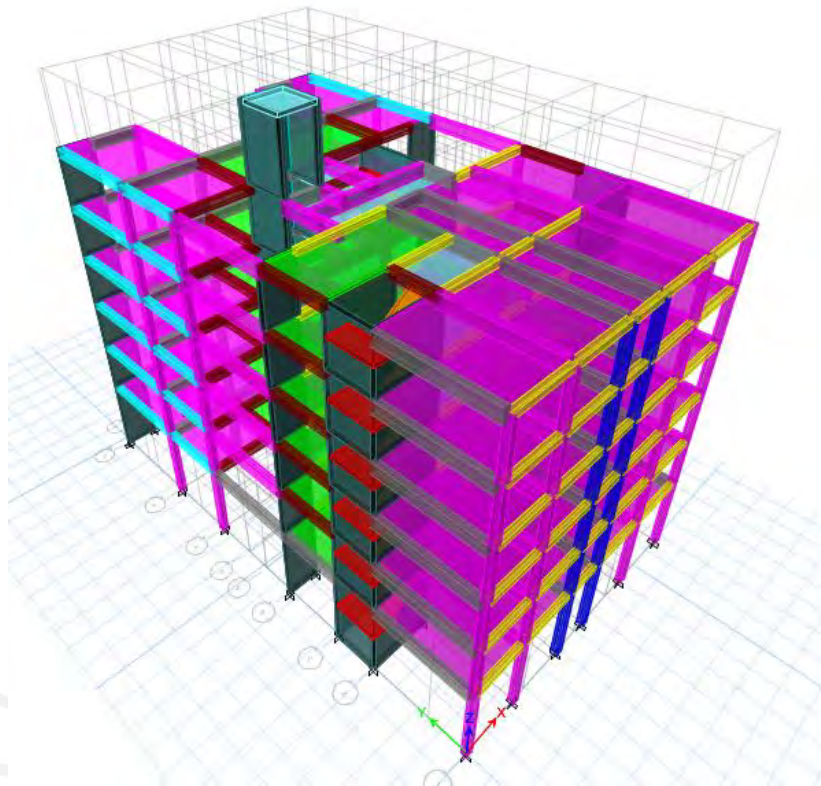


FIGURA 15: VISTA EN 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL.

4.11 SOLICITACIONES EN EL ANÁLISIS SÍSMICO.

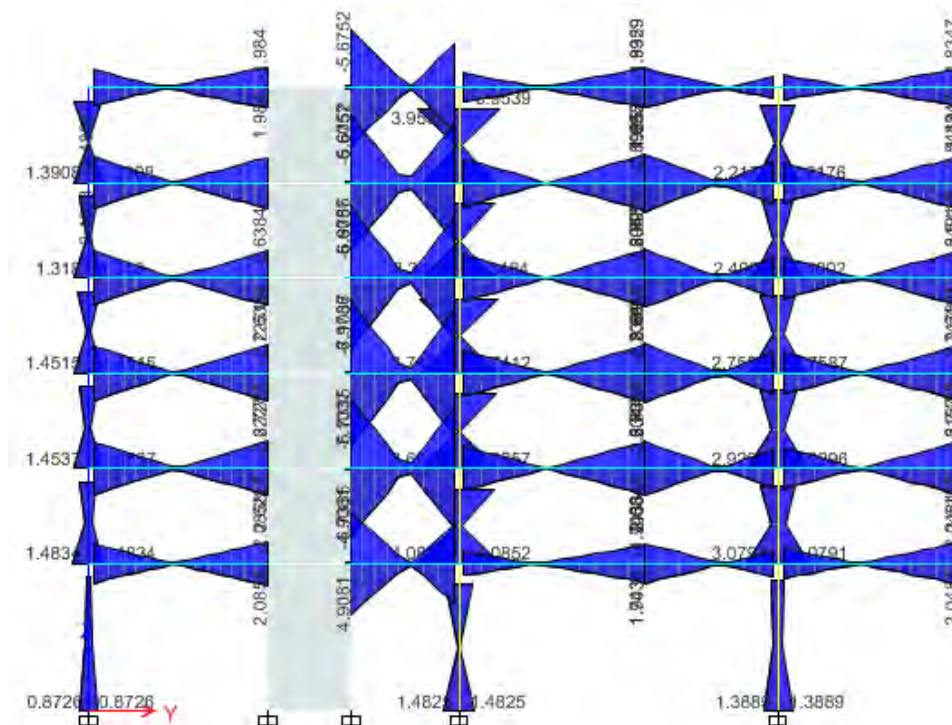


FIGURA 16: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN EL EJE F PARA CARGAS DE SISMO EN X.

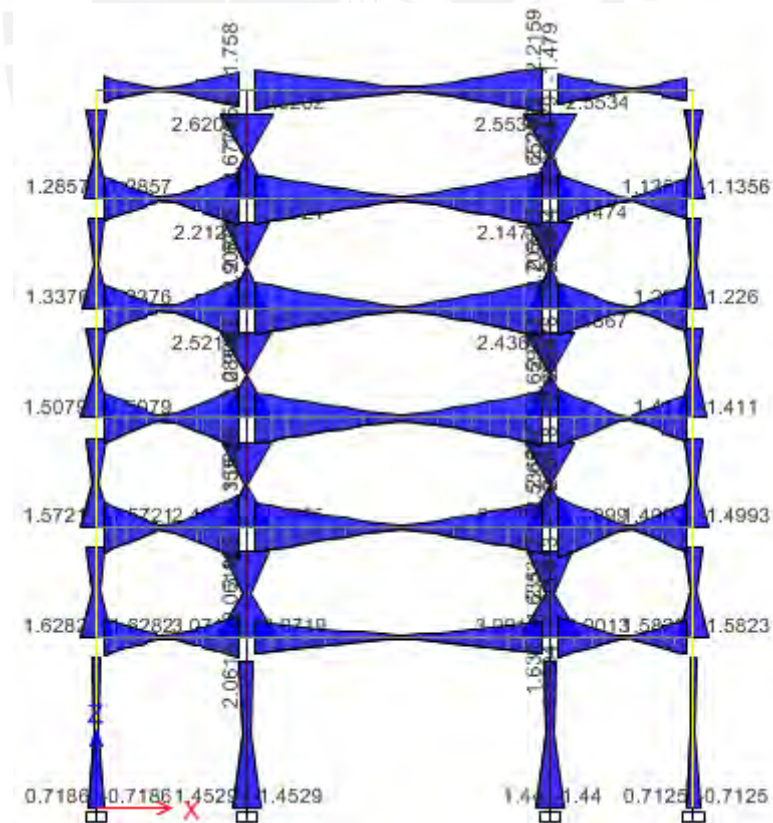


FIGURA 17: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN EL EJE 7 PARA CARGAS DE SISMO EN Y.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

5.1 MÉTODOS DE DISEÑO

DISEÑO POR RESISTENCIA

La resistencia que alcanzan los elementos estructurales, los detalles en las conexiones con otros elementos y las secciones transversales efectivas se determinan con los requisitos y suposiciones que se establecen en la N.T.E. E.060. Las resistencias de los elementos son afectadas por los factores ϕ y deben ser mayores a las solicitaciones demandadas.

$$\text{Resistencia}_{\text{Diseño}} \geq \text{Resistencia}_{\text{Requerida}}$$

RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción. Esta disminución es consecuencia de la probabilidad de que la resistencia asumida del elemento sea menor por variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales, así como de sus dimensiones.

RESISTENCIA NOMINAL

Es la resistencia obtenida de un elemento o sección transversal haciendo uso de las hipótesis y ecuaciones de la Resistencia de Materiales antes de aplicar cualquier factor de reducción.

$$\text{Resistencia}_{\text{Diseño}} = \Phi_{\text{factor de reducción}} \cdot \text{Resistencia}_{\text{Nominal}}$$

El valor del factor de reducción de resistencia depende del tipo de solicitación:

TABLA 18: FACTOR DE REDUCCIÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

SOLICITACIÓN ESTRUCTURAL	FACTOR DE REDUCCIÓN
FLEXIÓN SIN CARGA AXIAL.	0.90
CORTANTE Y TORSIÓN.	0.85
APLASTAMIENTO DEL CONCRETO.	0.70
CARGA AXIAL DE TRACCIÓN CON Y SIN FLEXIÓN.	0.90
CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN CON Y SIN FLEXIÓN(ESTRIBOS).	0.70

En elementos sometidos a flexocompresión ϕ se incrementa linealmente de 0.7(refuerzo transversal con estribos) hasta 0.90 a medida que ϕP_n disminuye desde $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$ o ϕP_b (el que sea menor) hasta cero.

La resistencia de los materiales puede diferenciarse de la supuesta debido a:

- La variabilidad de la resistencia de los materiales. Tanto la resistencia a compresión del concreto como la resistencia a fluencia del refuerzo son variables.
- La velocidad de aplicación de la carga afecta la resistencia de los materiales.
- La resistencia in situ no es exactamente igual a la resistencia de los materiales obtenidos en una prueba de ensayo.

Las dimensiones de los materiales varían respecto a las consideradas en el diseño:

- La tolerancia en las propiedades mecánicas y físicas en la fabricación de las barras de acero.
- Distinta especialización de los operarios durante el proceso constructivo.

RESISTENCIA REQUERIDA

Se obtiene amplificando las solicitaciones de acuerdo con la Tabla 19: **Factores de amplificación de solicitaciones para diseño por resistencia.** A consecuencia de la probable variación de las cargas de servicio.

$$\text{Resistencia Requerida} \geq \text{Factor Carga} \cdot \text{Solicitaciones Carga de Servicio}$$

TABLA 19: FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE SOLICITACIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA.

RESISTENCIA REQUERIDA	COMBINACIONES
CARGA MUERTA Y CARGA VIVA	$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$
CARGAS DE SISMO	$U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS$
	$U = 0.9 \cdot CM \pm CS$

Los factores de carga buscan considerar los posibles eventos donde ocurran excesos de carga:

- Variación en la densidad de los materiales.
- Variación en la dimensión de los elementos estructurales
- Modificaciones en componentes estructurales y no estructurales durante la vida útil del edificio.
- Incertidumbre durante el cálculo de las solicitaciones, así como aproximaciones en el modelo estructural tridimensional.

REQUISITOS BAJO CARGAS DE SERVICIO

La resistencia alcanzada por los elementos estructurales no es garantía de un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio. Sin embargo, para la mayoría de las solicitaciones (excepto flexión) el diseño por resistencia de los elementos garantiza un buen comportamiento en servicio.

La N.T.E. E.060 brinda recomendaciones a tomar en cuenta para un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio:

- Dotar al elemento de suficiente rigidez para controlar las deflexiones excesivas.
- Peraltes y espesores mínimos que controlan las deflexiones en vigas y losas reforzadas en una dirección.
- Limita las deflexiones máximas.
- Brinda cuantías de acero que controlan las fisuras.
- Exige peraltes que limitan las vibraciones en losas.

COMPORTAMIENTO DÚCTIL

La estructura debe tener la capacidad de soportar sollicitaciones sísmicas severas mediante la disipación de energía por acción inelástica. El sistema estructural se considera dúctil cuando es capaz de soportar deformaciones considerables bajo cargas constantes sin sufrir daño considerable o pérdida de resistencia para sollicitaciones con ciclos repetidos de carga y descarga.

La ductilidad junto a la resistencia y rigidez estructural son propiedades fundamentales para hacer frente a sismos severos evitando el colapso de la edificación.

5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Los elementos con cargas perpendiculares a su plano generalmente presentan sollicitaciones de flexión y fuerza cortante. Los elementos estructurales sometidos a flexión en una edificación son las vigas, las losas armadas en una o dos direcciones y las escaleras.

HIPÓTESIS BÁSICA DE DISEÑO

El diseño bajo esfuerzos de flexión asume las siguientes hipótesis:

- Esfuerzos lineales y proporcionales en la sección transversal en consistencia con la hipótesis de Navier. La hipótesis permite encontrar una relación directamente proporcional de la deformación del concreto y el acero respecto al eje neutro de la sección.
- No se considera el aporte del concreto frente a esfuerzos de tracción dada su baja resistencia.
- La deformación unitaria en el extremo más alejado en compresión del concreto se agota para $\epsilon_{cu}=0.003$.
- La distribución de esfuerzos del bloque comprimido se simplifica haciendo uso del bloque rectangular equivalente que considera un esfuerzo constante de $0.85 \cdot f'_c$ para una profundidad de $\beta_1 \cdot c$ desde el borde más comprimido. Siendo c la profundidad del eje neutro. La distribución del bloque equivalente es la misma en todo el ancho de la sección. El valor de β_1 depende de la resistencia del concreto. Para un concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde $\beta_1 = 0.85$.

- Existe la suficiente adherencia entre el refuerzo y el concreto que lo rodea que garantiza que la deformación del acero y el concreto tienen valores similares.
- Para esfuerzos en el acero iguales o mayores a las de fluencia se considera un esfuerzo igual a f_y independientemente de la deformación del acero. En caso contrario el esfuerzo será el producto de E_s (módulo de elasticidad) y su correspondiente deformación unitaria ϵ_s .
- En el caso de vigas de gran peralte (vigas pared) no se cumple la hipótesis de Navier por tal motivo su diseño tiene requerimientos especiales.

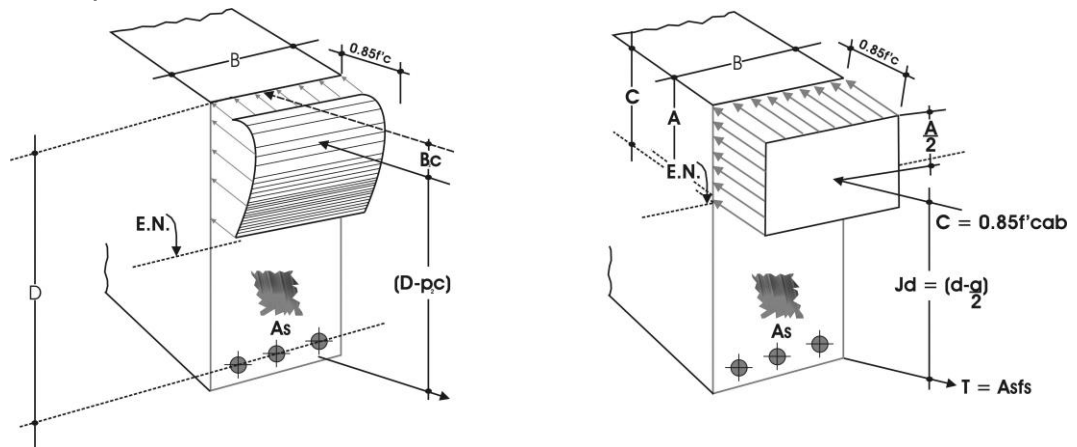


FIGURA 18: SIMPLIFICACIÓN PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE CONCRETO ARMADO. SE MUESTRA EL BLOQUE DE COMPRESIÓN PARABÓLICO Y RECTANGULAR.

ECUACIONES PARA EL DISEÑO EN FLEXIÓN

$$\text{Cuantía de acero: } \rho = A_s / (b \cdot d) \quad (11)$$

$$\text{Equilibrio: } 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y \quad (12)$$

$$\text{Momento último: } M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (13)$$

Donde:

A_s = Área de acero en tracción.

b = Ancho de la sección rectangular.

d = Peralte efectivo.

a = Profundidad del bloque rectangular en compresión equivalente.

LÍMITE BALANCEADO

Condición en la que el concreto en el extremo en compresión alcanza su máxima deformación unitaria $\epsilon_{cu} = 0.003$ en el mismo instante que el acero

de refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a la fluencia del acero.

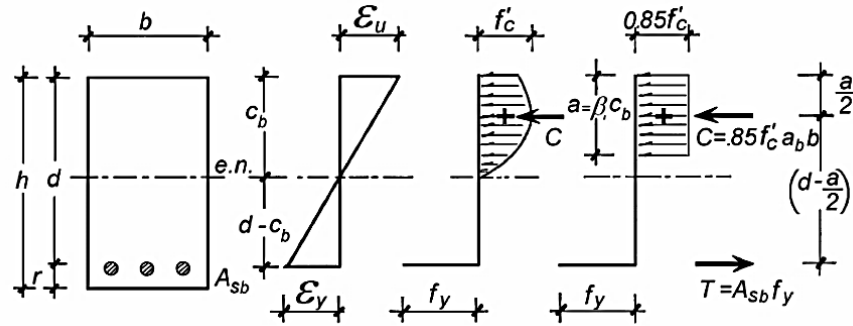


FIGURA 19: DETERMINACIÓN DE LA FALLA BALANCEADA CON EL OBJETIVO DE OBTENER LA CUANTÍA MÁXIMA. Aplicando semejanza de triángulos en el diagrama de deformaciones unitarias se obtiene:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_y}{d - c} \quad (14)$$

ACERO MÁXIMO

La N.T.E. E.060 limite la cuantía de acero con el fin de evitar estructuras sobre-reforzadas. La cuantía máxima de refuerzo es el 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b \quad (15)$$

ACERO MÍNIMO EN TRACCIÓN Y TEMPERATURA

La sección debe proveer una resistencia 50% mayor al momento de agrietamiento.

$$\text{Momento de agrietamiento: } M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y} \quad (16)$$

$$\text{Esfuerzo de agrietamiento en el concreto: } f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (17)$$

Para secciones rectangulares el acero mínimo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y} \quad (18)$$

5.3 DISEÑO POR CORTANTE

Se tiene la siguiente expresión para solicitaciones de esfuerzos cortantes:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (19)$$

Donde:

V_u : Resistencia solicitada por corte en la sección.

V_n : Resistencia nominal de la sección por cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

(20)

Donde:

V_c : Aporte del concreto

V_s : Aporte del acero

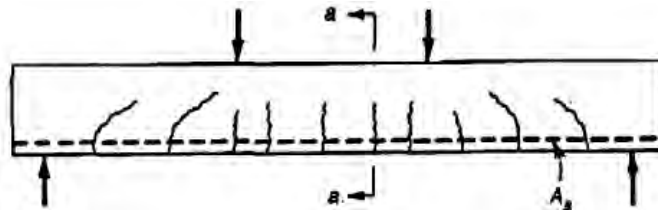


FIGURA 20: FORMACIÓN DE GRIETAS VERTICALES POR ESFUERZOS A FLEXIÓN PURA Y FORMACIÓN DE GRIETAS DIAGONALES POR ESFUERZOS A FLEXIÓN Y CORTANTE ACTUANDO SIMULTÁNEAMENTE.

En los siguientes casos se toma la cortante V_u a una distancia d (peralte efectivo) del apoyo:

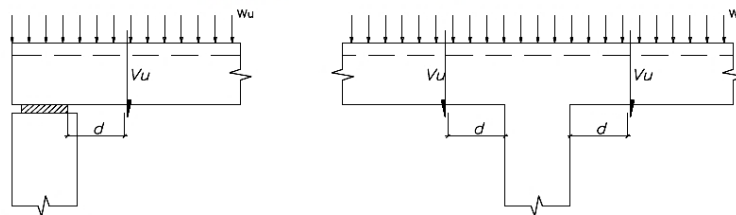


FIGURA 21: LAS SOLICITACIONES POR CORTANTE SON TOMADAS POR LAS VIGAS A UNA DISTANCIA DESDE EL APOYO IGUAL AL PERALTE EFECTIVO. (SENCICO.2009).

En los siguientes casos no se permite reducir V_u a d de la cara.

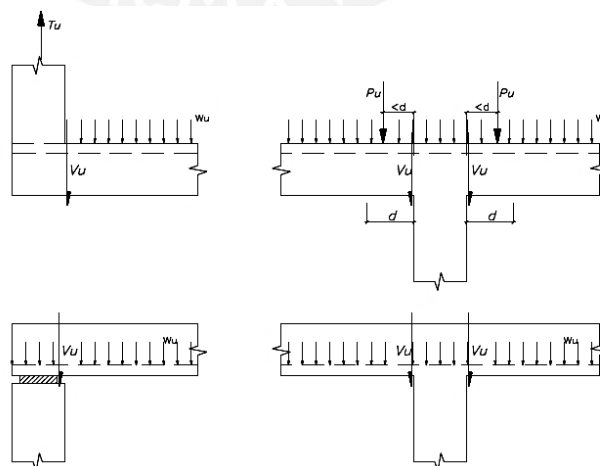


FIGURA 22: CASOS DE CARGA DONDE SE CONSIDERA LA CORTANTE ÚLTIMA A LA CARA DEL APOYO. (SENSICO 2009).

CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO AL CORTANTE

Su valor depende de las solicitaciones y su simultaneidad.

Esfuerzos de Corte y Flexión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (21)$$

Esfuerzos de Corte, Flexión y Axial:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140}\right) \quad (22)$$

Esfuerzos de Tracción Axial:

Por su baja resistencia a tracción se considera que únicamente el acero toma las solicitaciones a tracción.

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO AL CORTANTE

El refuerzo de acero se logra empleando estribos o espirales. Estos controlan las grietas diagonales. El aporte del acero se expresa:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (23)$$

Para el caso de estribos su separación se determina a través de la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (24)$$

Donde:

A_v : Área de las ramas del estribo paralelas a la solicitación.

s : separación entre estribos.

La resistencia máxima proporcionada por el refuerzo transversal es:

$$V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (25)$$

El espaciamiento máximo de los estribos es:

- La mitad del peralte efectivo.
- 60 cm.
- 30 cm si el aporte del refuerzo supera:

$$V_{s \text{ lim}} = V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (26)$$

Para los casos en el que el cortante último se encuentra entre $\phi \cdot 0.5 \cdot V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ se proporciona estribos con un área igual a:

$$A_v = 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (27)$$

5.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Adicionalmente a las hipótesis planteadas por flexión se tendrá que considerar la esbeltez del elemento.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Es la curva que muestra la resistencia de una sección transversal sometida a flexo-compresión para una distribución de acero en la sección. El eje de las abscisas indica el momento flector y el eje de las ordenas la fuerza axial. Los valores de la curva se obtienen variando la profundidad del eje neutro desde el infinito(excentricidad 0) hasta un valor muy pequeño que representa la flexión pura.

La N.T.E. E.060 establece el valor del factor de reducción(ϕ). Adicionalmente limita la sollicitación axial a $0.80 \cdot \phi \cdot P_0$ para elementos con refuerzo transversal conformado por estribos y a $0.85 \cdot \phi \cdot P_0$ para elementos con refuerzo transversal conformado por espirales.

El diseño es satisfactorio cuando las sollicitaciones últimas (M_u , P_u) se encuentren dentro de los límites del diagrama de interacción. Caso contrario se debe aumentar el refuerzo longitudinal y/o la sección transversal hasta satisfacer la demanda. Para una demanda axial ultima(P_u) menor a $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$ se diseña el elemento considerando únicamente los esfuerzos a flexión.

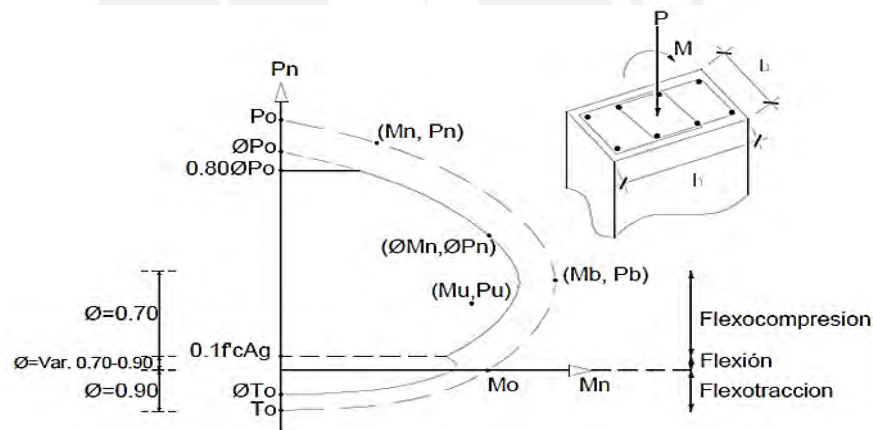
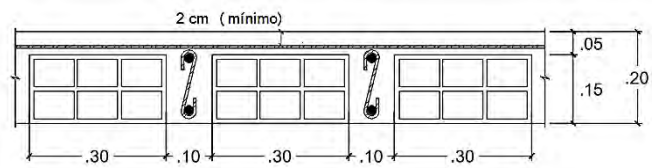


FIGURA 23: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SECCIONES RECTANGULARES.

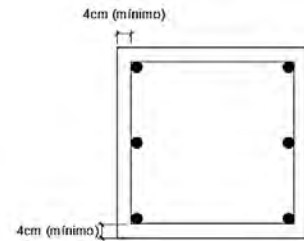
5.5 DETALLES DE REFUERZOS

RECUBRIMIENTOS

Se proporciona recubrimientos mínimos de concreto al refuerzo de acuerdo al tipo de elemento estructural. Estos valores se encuentran establecidos en la N.T.E. E.060.

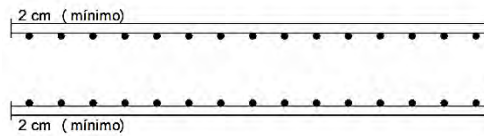


ALIGERADO

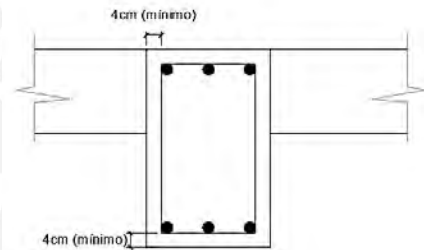


COLUMNA

FIGURA 24: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN LOSAS ALIGERADAS Y COLUMNAS.

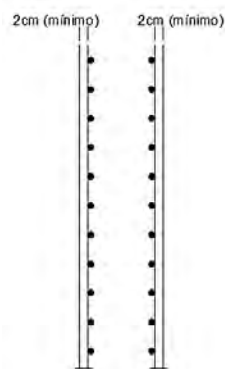


LOSA MACIZA

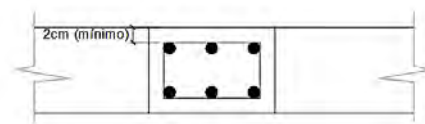


VIGA PERALTADA

FIGURA 25: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN LOSAS MACIZAS Y VIGAS PERALTADAS



PLACA



VIGA CHATA

FIGURA 26: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN PLACAS Y VIGAS CHATAS.

ANCLAJES DE REFUERZO

A la longitud mínima que permite que el refuerzo de acero entre en fluencia se le denomina: longitud de anclaje. Esta depende de la posición del acero, el tipo de sollicitación y la resistencia del concreto. En la tabla 20 se tienen las longitudes de anclaje para un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

TABLA 20: LONGITUD DE ANCLAJE PARA LOS DISTINTOS DIÁMETROS DE VARILLAS DE REFUERZO CON RELACIÓN A SU POSICIÓN DENTRO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL Y EL TIPO DE SOLICITACIÓN (TRACCIÓN O COMPRESIÓN).

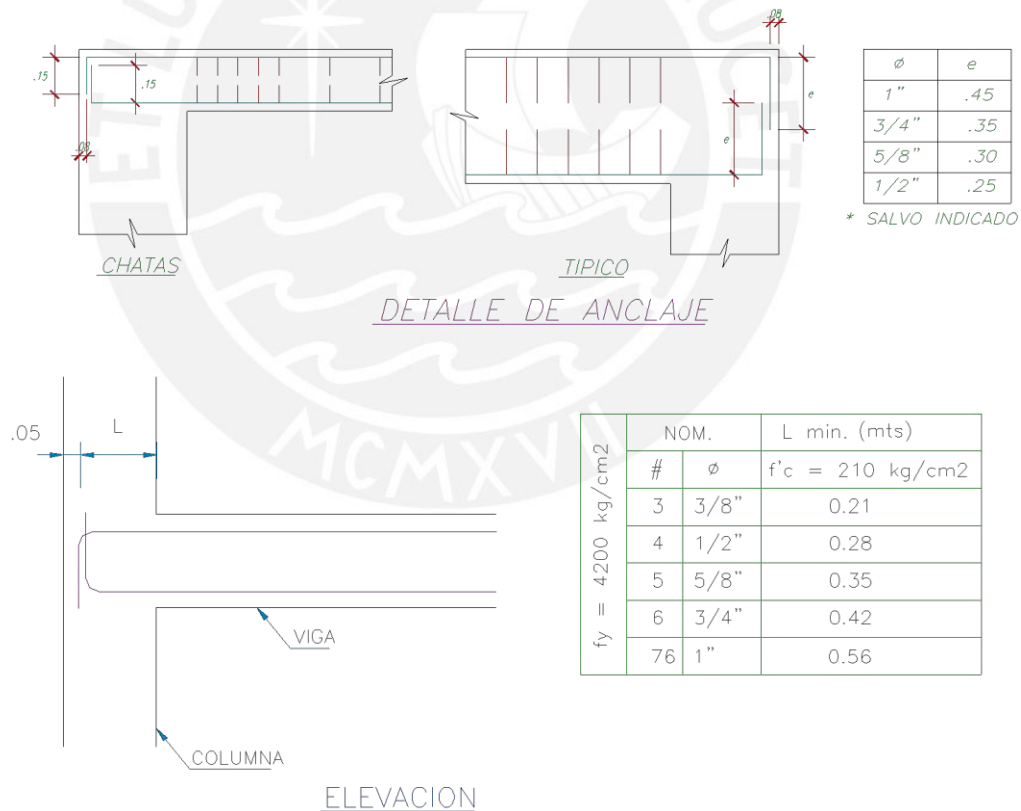
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						
Barra	d_b (cm)	A_b (cm ²)	L_d (cm)	L'_d (cm)	L_{dc} (cm)	L_{dg} (cm)
8mm	0.8	0.5	28	37	19	18
3/8"	0.95	0.71	34	44	22	21
1/2"	1.27	1.29	45	58	29	28
5/8"	1.59	2	56	73	37	35
3/4"	1.91	2.84	67	88	44	42
1"	2.54	5.1	112	145	59	56

L_d : Longitudes de anclaje en tracción - barras inferiores

L'_d : Longitudes de anclaje en tracción - barras superiores

L_{dc} : Longitudes de anclaje en compresión

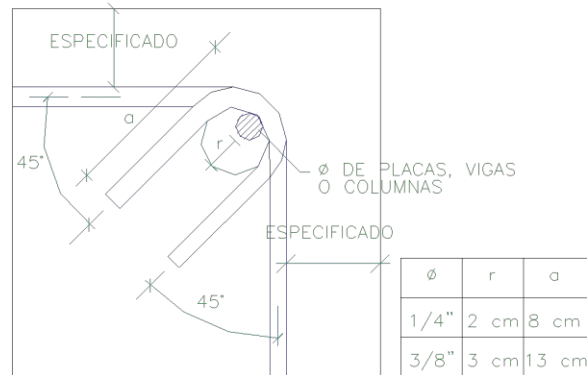
L_{dg} : Anclaje con gancho estándar



SE USO ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR A 90° SOLO CUANDO FUE POSIBLE EL DESARROLLO RECTO Y ADICIONALMENTE "L" SEA MAYOR O IGUAL QUE L_{min} .

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR A 90°
LONGITUD DE ANCLAJE DE VIGAS Y LOSAS

FIGURA 27: DETALLES DE GANCHO ESTÁNDAR CON DOBLEZ A 90 GRADOS.



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS

FIGURA 28: DETALLE DE ESTRIBO CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA.

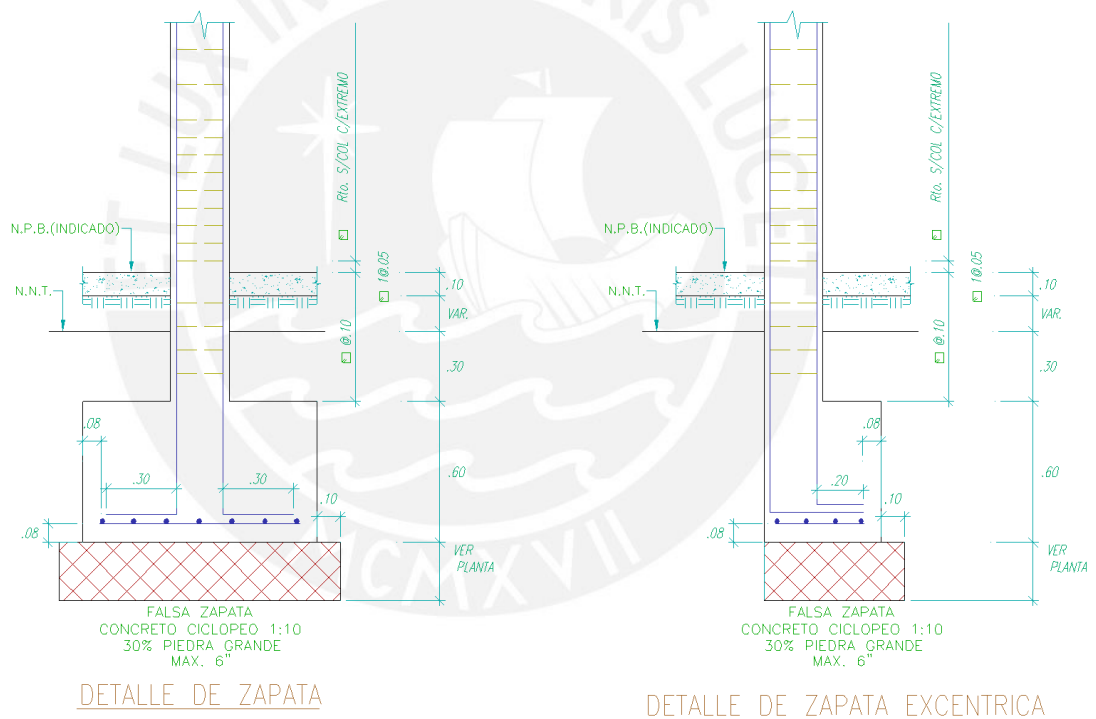


FIGURA 29: DETALLE DE LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS LONGITUDINALES QUE LLEGAN A LA CIMENTACIÓN.

TRASLAPES

El objetivo es lograr un traslape que permita la transmisión de los esfuerzos de una barra a otra de forma eficiente. Un traslape adecuado garantiza elementos estructurales con las mismas características mecánicas que los que no presentan traslapes.

La N.T.E E.060 exige que el traslape se realice en las zonas de bajos esfuerzos. Se dotará de una mayor longitud de empalme a mayor porcentaje de barras a empalmarse. La longitud de empalme será igual a $1.3 \cdot l_d$ (longitud

de desarrollo) si se empalma más de las tres cuartas partes del refuerzo longitudinal.

Es recomendable no empalmar más del cincuenta por ciento del área del refuerzo longitudinal en una misma sección.

TRASLAPES EN VIGAS

En vigas sin responsabilidad sísmica el empalme de las barras superiores se da en el tercio central. El refuerzo inferior se empalma en los extremos de la viga. Estas posiciones evitan la trayectoria del diagrama de momento flector por cargas de gravedad. El diagrama presenta momentos máximos en las fibras superiores en la zona de apoyos y momento máximo en la fibra inferior en el tramo central de la viga.

En el caso de vigas con responsabilidad sísmica existe la gran posibilidad de que ocurra una inversión de momentos durante el evento sísmico. La inducción de momentos por solicitaciones sísmicas usualmente es tan alta que los momentos máximos se presentan en los extremos de la viga. Por tal motivo se sugiere que el empalme se de en una zona de esfuerzos intermedios ubicados a un cuarto de la luz de las vigas como se observa en la figura 30.

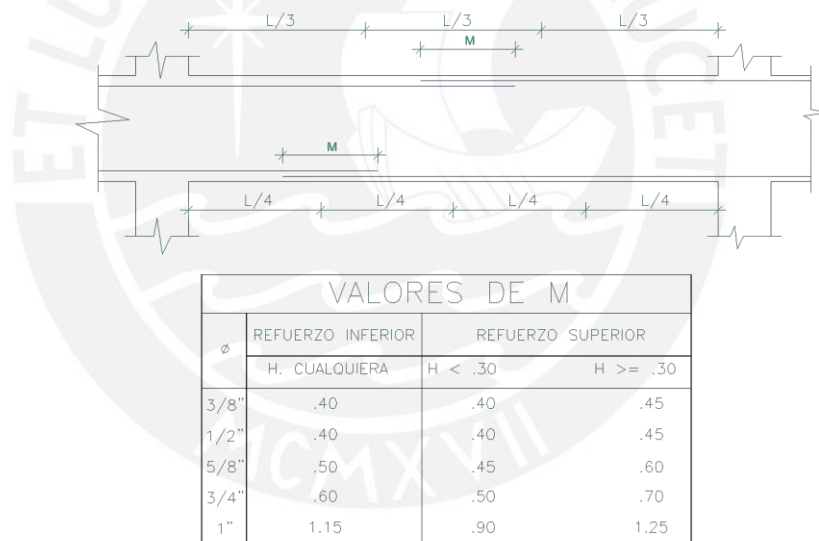


FIGURA 30: TRASLAPES EN VIGAS Y ALIGERADOS.

TRASLAPES EN COLUMNAS

Se sugiere hacer empalmes en el tercio central fuera de la longitud de confinamiento. Constructivamente el empalme de las columnas se hace sobre el nivel de la losa. Esta disposición puede traer consigo problemas ya que en esta zona se ubican la mayor cantidad de estribos. En las figuras 31 y 32 se muestran las longitudes de empalme de acuerdo al diámetro del refuerzo.

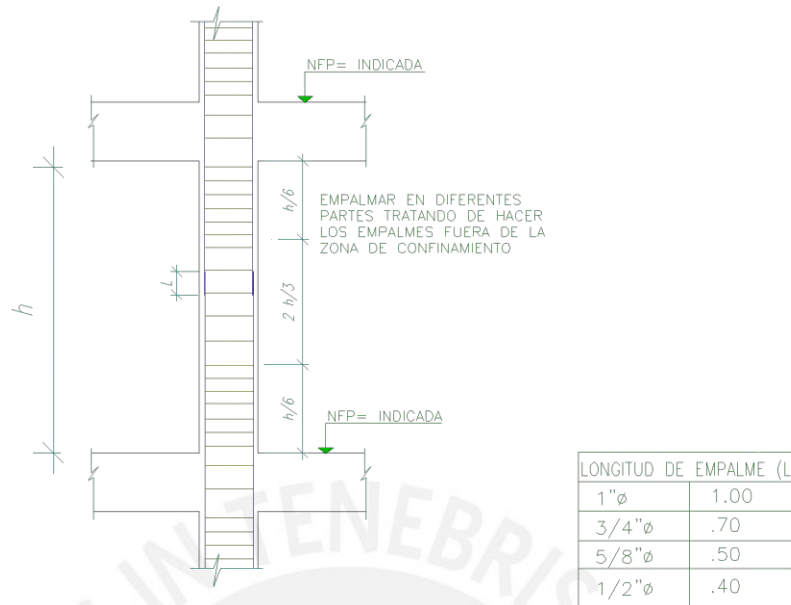


FIGURA 31: EMPALMES EN COLUMNAS EN ZONAS DE REFUERZOS BAJOS.

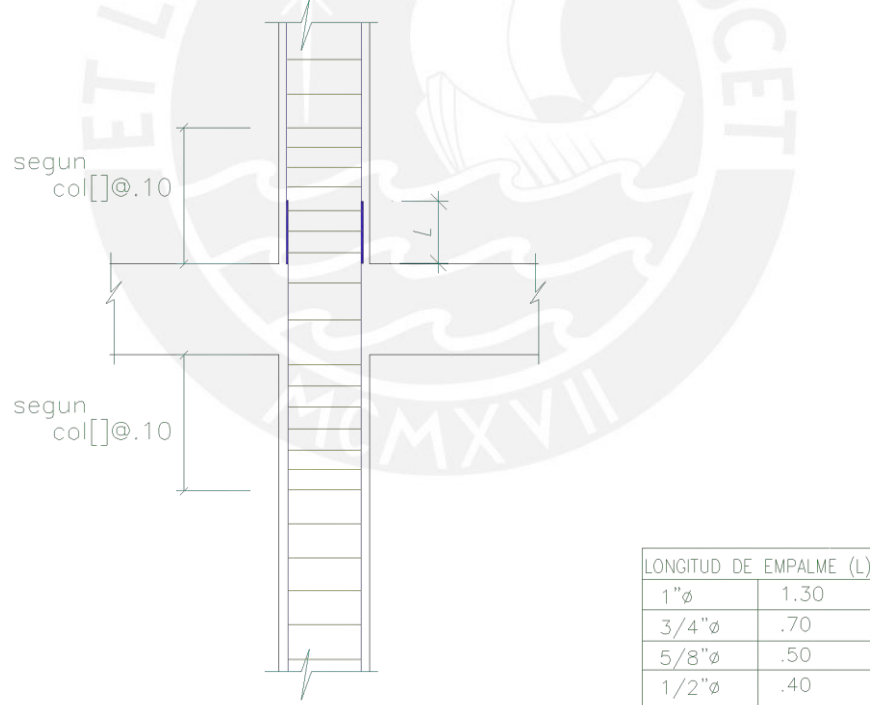


FIGURA 32: EMPALMES EN COLUMNAS EN ZONAS DE REFUERZOS ALTOS.

CORTE DE FIERRO

De acuerdo con la N.T.E E.060 el refuerzo se extiende más allá del punto teórico de corte una distancia igual al mayor de:

- El peralte efectivo.

- Doce veces el diámetro de la barra.
- La longitud de desarrollo.



CAPÍTULO 6: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LOSAS Y VIGAS

6.1 DISEÑO DE LOSAS

LOSA MACIZA ARMADA EN UNA DIRECCIÓN

Son losas con relación de lados mayor a 2 donde la dirección más larga presenta una mayor curvatura debido a la flexión. Este es el motivo por el que la armadura principal se distribuya en esta dirección.

Para su diseño se considera un ancho unitario de la losa y se procede como si se tratara de una viga de poco peralte. Esta suposición es conservadora ya que las fuerzas perpendiculares al tramo unitario logran rigidizar todo el sistema. El peralte de la losa tendrá que satisfacer las solicitaciones por corte ya que no es usual emplear estribos en su diseño.

Para el diseño se deberá tomar en consideración:

- El espaciamiento máximo de refuerzo principal no deberá ser mayor que tres veces el espesor de la losa ni mayor a 45 cm.
- La armadura principal mínima cumple con los requerimientos del refuerzo por temperatura.
- En estructuras de gran superficie se encuentran esfuerzos altos por el cambio de temperatura y contracción de fragua. Con este fin en la dirección perpendicular al refuerzo principal se dispondrá exclusivamente de refuerzo por temperatura.
- El refuerzo de temperatura para losas con refuerzo de grado 60 es de $0.0018 \cdot b \cdot h$.

LOSA ALIGERADA

Cuando se requiere cubrir grandes luces las losas macizas resultan poco económicas por la gran cantidad de refuerzo que requieren por su propio peso. Generalmente las losas macizas de poco espesor presentan problemas de vibración.

El proceso de diseño de las losas aligeradas es similar al diseño de un conjunto de vigas T. Se deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- El ancho mínimo de los nervios es de 10 cm.
- El espesor mínimo de la losa superior es de 5 cm.
- El refuerzo perpendicular a los nervios será como mínimo el necesario por temperatura: $0.0018 \cdot b \cdot h$.
- Se hace uso de un refuerzo corrido positivo a lo largo del elemento.
- No se debe hacer uso de más de dos varillas en el refuerzo positivo.
- La resistencia del concreto al corte en las viguetas se ve incrementa en 10% por el aporte de la rigidez del sistema en conjunto.
- De superarse la resistencia al corte del concreto se hace uso de ensanches alternos o corridos dependiendo de la magnitud de las solicitaciones como se observa en la figura 33.

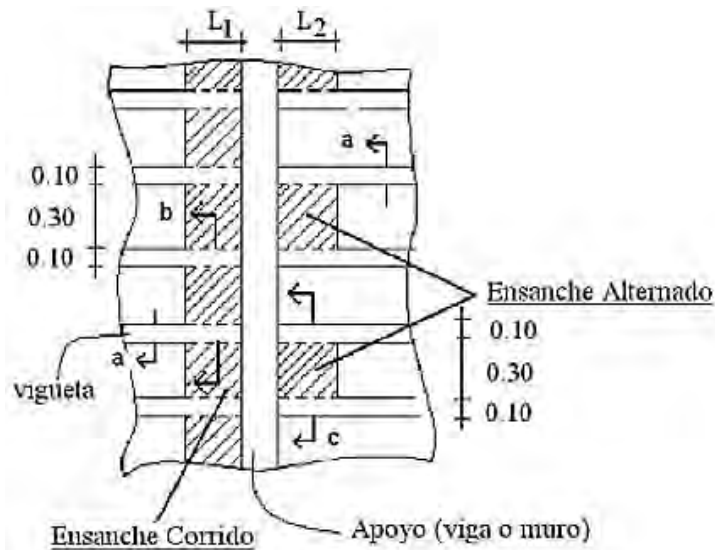


FIGURA 33: ENSANCHES DE ALIGERADOS PARA HACER FRENTE A SOLICITACIONES POR CORTANTE.

6.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Se diseñará el aligerado ubicado entre los ejes C-F y 2-4. En la figura 34 y 35 se muestran las envolventes de los momentos flectores y fuerzas cortantes considerando la alternancia de cargas.

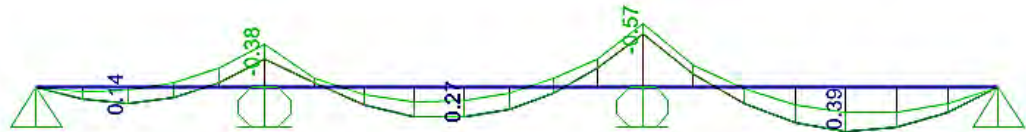


FIGURA 34: ENVOLVENTE DE DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA UNA VIGUETA DEL ALIGERADO.

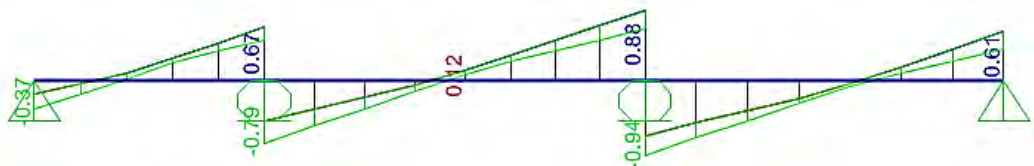


FIGURA 35: ENVOLVENTE DE DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PARA UNA VIGUETA DEL ALIGERADO.

El aligerado a diseñar es de $H = 20$ cm con viguetas espaciadas cada 40cm.

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$As_{min}^{+} = 0.41 \text{ cm}^2; As_{min}^{-} = 1 \text{ cm}^2$$

$$Mu^{+} = 0.14 \text{ ton.m} \quad As = 0.22 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 0.13 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8''$$

$$Mu^{+} = 0.27 \text{ ton.m} \quad As = 0.42 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 0.25 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8''$$

$$Mu^{+} = 0.39 \text{ ton.m} \quad As = 0.61 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 0.36 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8''$$

$$Mu^{-} = 0.38 \text{ ton.m} \quad As = 0.62 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 1.45 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8''$$

$$Mu^{-} = 0.57 \text{ ton.m} \quad As = 0.95 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 2.23 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8'' + 8 \text{ mm}$$

Considerando semi empotramiento en los extremos de la vigueta por la rigidez torsional que presentan las vigas:

$$Mu^- = 0.07 \text{ ton.m} \quad As = 0.11 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 0.26 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8''$$

$$Mu^- = 0.16 \text{ ton.m} \quad As = 0.25 \text{ cm}^2 \quad (\alpha = 0.6 \text{ cm}) \rightarrow 1\Phi 3/8''$$

En caso la cuantía del acero negativo sea elevado será suficiente una cuantía igual a 1.3 veces la cuantía requerida por cálculo. En la dirección perpendicular el refuerzo mínimo exigido es por temperatura. Para un metro de ancho se obtiene:

$$A_{stem} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

La N.T.E. E.060 limita el espaciamiento del refuerzo por temperatura a la menor distancia entre cinco veces el espesor de la losa y 45cm. La distribución final del refuerzo por temperatura es: $\phi 8\text{mm} @ 0.25\text{m}$

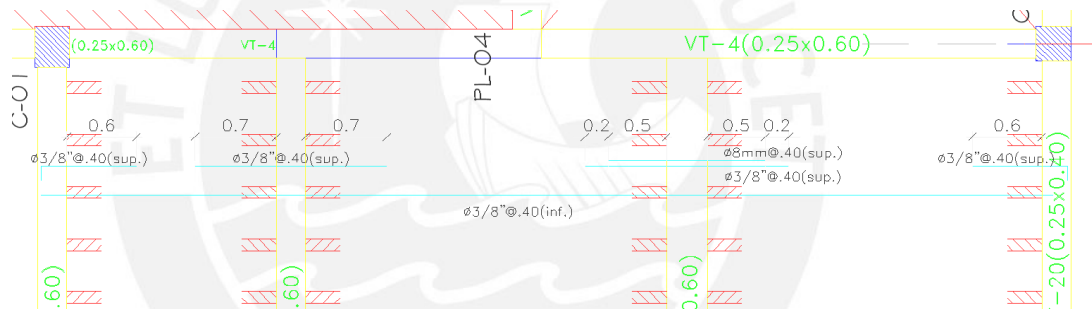


FIGURA 36: REFUERZO LONGITUDINAL ALIGERADO 20 CM.

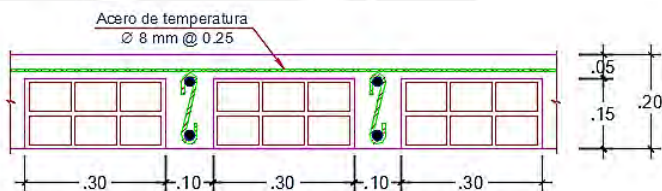


FIGURA 37: DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO H = 20 CM.

6.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

La losa maciza a diseñar tiene un espesor de 20cm. Se ubica entre los ejes 4-6/B-E en la zona del ascensor y las escaleras. En la figura 38 se muestran los momentos flectores en las direcciones principales.

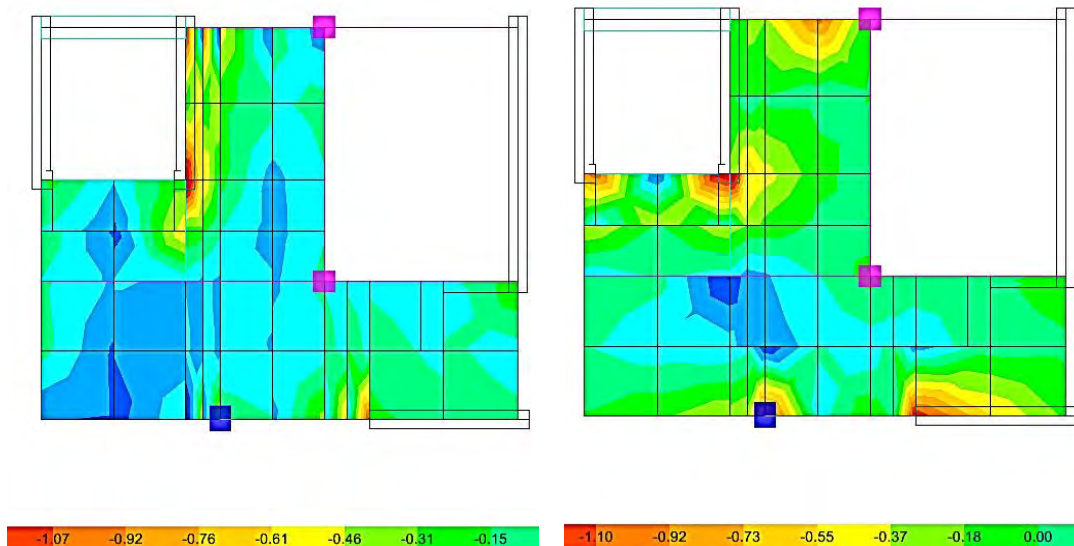


FIGURA 38: MOMENTOS FLECTORES EN LA LOSA MACIZA PARA LA COMBINACIÓN 1.4CM+1.7CV EN LA DIRECCIÓN X E Y.

El diseño de la losa maciza se hará de acuerdo a la N.T.E E.060. Se toma un paño rectangular que trabaja en ambas direcciones($3.8/3.2=1.18 < 2$).

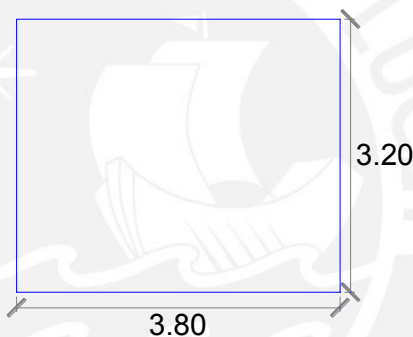


FIGURA 39: DIMENSIONES DEL PAÑO DE LOSA MACIZA.

METRADO DE CARGAS:

TABLA 21: METRADO DE CARGAS PARA EL ANÁLISIS DE LA LOSA MACIZA.

CM	Peso Propio	2.4-0.2	=	0.48	0.58	ton/m²
	Piso Terminado	0.1	=	0.1		
CV	Sobrecarga(pasadizo)	0.2	=	0.2	0.2	ton/m²
CU	1.4CM+1.7CV		=		1.152	ton/m²

DISEÑO POR FLEXIÓN:

La determinación de los momentos negativos y positivos se hizo con el metrado de cargas y la ayuda de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la N.T.E E.060.

Por las condiciones de borde se modela la losa maciza como simplemente apoyada en sus cuatro bordes. Este caso corresponde al caso 1 de las tablas de la N.T.E E.060.

Las cargas actuantes en la losa son:

$$CM_{ult} = 0.81 \text{ ton/m}^2$$

$$CV_{ult} = 0.34 \text{ ton/m}^2$$

$$CU = 1.15 \text{ ton/m}^2$$

Con la relación de lados $3.2/3.8=0.85$ se ingresa a las tablas de la N.T.E. E.060.

DIRECCIÓN CORTA

A = 3.2 m:

- Momento Negativo:

$$Ca = 0$$

$$Ma^- = 0$$

$$\rightarrow As = A_{Stem}$$

- Momento Positivo:

$$\text{Carga Muerta Amplificada: } Ca = 0.05$$

$$\text{Carga Viva Amplificada: } Ca = 0.05$$

$$M_A^+ = (0.05 \cdot 0.81 + 0.05 \cdot 0.34) \cdot 3.2^2 = 0.59 \text{ tn} \cdot \text{m/m}$$

$$\rightarrow As = 0.92 \text{ cm}^2$$

DIRECCIÓN LARGA

B = 3.8 m:

- Momento Negativo:

$$Cb = 0$$

$$Ma^- = 0$$

$$\rightarrow As = A_{Stem}$$

- Momento Positivo:

$$\text{Carga Muerta Amplificada: } Ca = 0.026$$

$$\text{Carga Viva Amplificada: } Ca = 0.026$$

$$M_A^+ = (0.026 \cdot 0.81 + 0.026 \cdot 0.34) \cdot 3.8^2 = 0.43 \text{ tn} \cdot \text{m/m}$$

$$\rightarrow As = 0.67 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por contracción y temperatura:

$$A_{Stem} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTANTE

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.15 \cdot \left(\frac{3.2}{2} - 0.17 \right) \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{3.2}{3.8} \right) = 0.95 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al corte es mayor a la solicitud última. La distribución del acero se muestra en la figura 40.

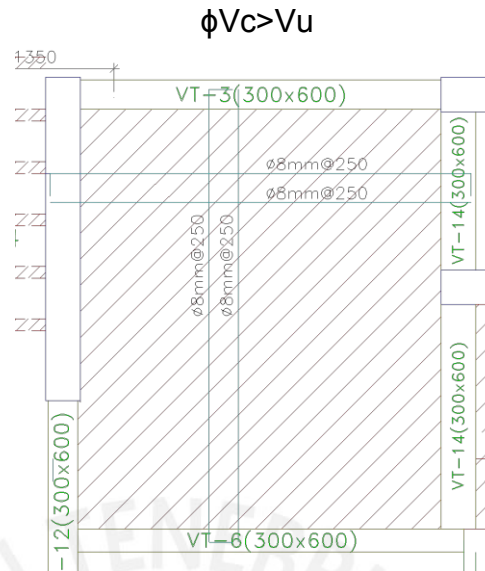


FIGURA 40: DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL DE LA LOSA MACIZA.

6.4 DISEÑO DE VIGAS

Las dimensiones de las vigas en principio cumplen con los requerimientos para el control de deflexiones. El diseño de las vigas involucra los siguientes pasos: cálculo del refuerzo longitudinal, cálculo del refuerzo transversal, determinación de los puntos de corte, detallado del anclaje de acero, control de deflexiones y control de fisuras.

Para vigas que pertenecen a sistemas estructurales de muros se deben cumplir adicionalmente con los siguientes requerimientos:

- Se debe correr como mínimo dos varillas superiores e inferiores.
- Se cuenta con una zona de confinamiento de estribos con una longitud mínima a dos veces el peralte de la viga.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor al menor de:
 - (i) La cuarta parte del peralte efectivo $d/4$.
 - (ii) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro $10d_b$.
 - (iii) Veinticuatro veces el diámetro del estribo $24d_e$.
 - (iv) Treinta centímetros.
- En toda la longitud de la viga el momento nominal positivo no debe ser menor a un tercio del momento nominal negativo.
- Tanto el momento nominal negativo como el momento nominal positivo no deben ser menores a un cuarto del momento nominal en las caras de los nudos.
- No se tendrán traslapes en las zonas de confinamiento.

DISEÑO POR CAPACIDAD

Se debe garantizar que la viga falle por flexión antes que por corte. Las fallas por corte son frágiles y no advierten de su acontecimiento. El diseño por capacidad toma los momentos nominales con el acero realmente instalado en los extremos de la viga. Los valores que se obtienen se amplifican por un coeficiente de resistencia probable $M_{pr} = 1.25 \cdot M_n$.

La fuerza cortante de diseño V_u en los extremos de la viga se obtiene del equilibrio de los momentos probables y las cargas de gravedad amplificadas $1.25 \cdot (CM+CV)$ actuando simultáneamente. De esta manera el diseño por capacidad busca garantizar la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas. La figura 41 muestra los detalles de este procedimiento.

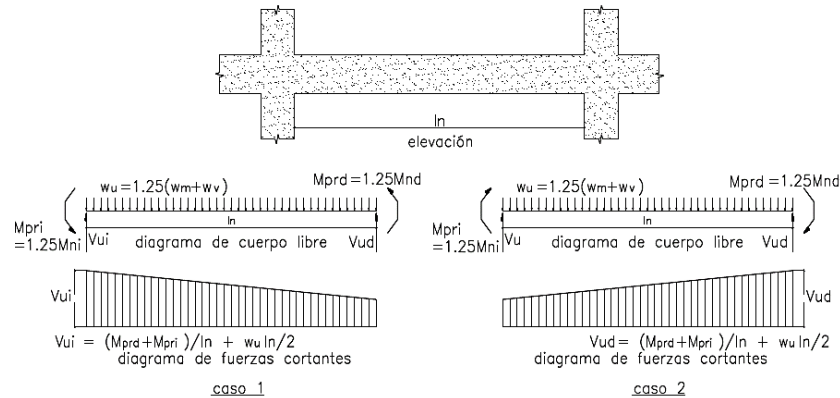


FIGURA 41: FUERZA CORTANTE EN VIGAS CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA – DISEÑO POR CAPACIDAD. (SENSICO. 2009).

6.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA

Se diseña la viga ubicada entre los ejes 7/A-F:

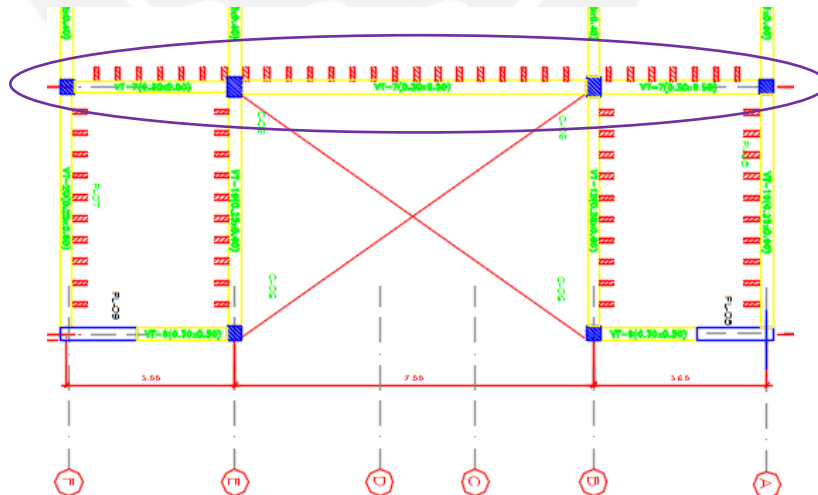


FIGURA 42: UBICACIÓN EN PLANTA DE LA VIGA VT-7 30 x 50 CM.

ENVOLVENTE VIGA VT-7 0.30 X 0.50 M

Como primer paso se determina la envolvente de momento flector y fuerza cortante para las combinaciones de carga señaladas en la N.T.E. E.060:

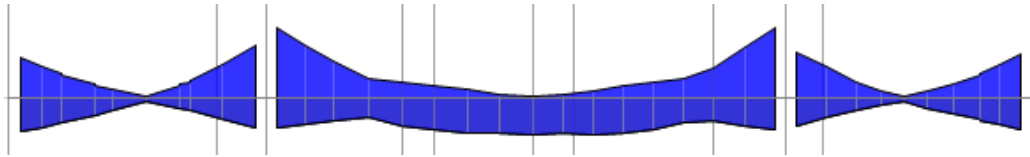


FIGURA 43: ENVOLVENTE DE DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA LA VIGA VT-7 30 x 50 CM.

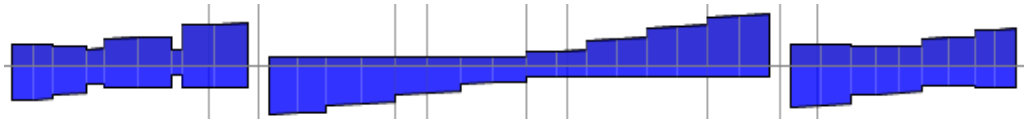


FIGURA 44: ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE PARA LA VIGA VT-7 30 x 50 CM.

DISEÑO POR FLEXIÓN

DMF (ton.m)

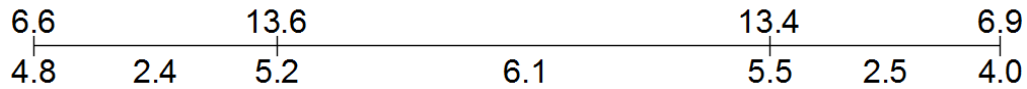


FIGURA 45: MAGNITUD DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN LOS APOYOS Y CENTROS DE LUZ.

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 44}{210} = 3.19 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \frac{0.85 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot \frac{6000}{4200 + 6000} = 0.0213$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.75 \cdot 0.0213 = 0.0159$$

Se resuelve para la sección del primer apoyo:

$$M_u = \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1 - 0.59w) \quad (28)$$

$$1\,360\,000 = 0.9 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 44^2 \cdot w \cdot (1 - 0.59w)$$

$w_1 = 1.56 \wedge w_2 = 0.135 \rightarrow$ el menor valor satisface la ecuación

$$\rho = \frac{w_2 \cdot f'_c}{f_y} = 0.0067 \rightarrow \text{La cuantía se encuentra dentro de los límites permitidos.}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 8.88 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: 2Φ5/8" continuo + 3Φ5/8" bastones.

Momento resistente para el acero instalado:

$$\rightarrow \phi M_n = 15.62 \text{ ton.m}$$

En la figura 40 se muestra las cuantías necesarias para el resto de las solicitaciones:

Cuantía necesaria ρ

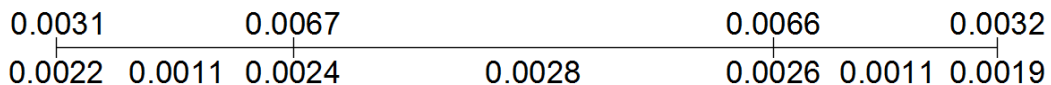


FIGURA 46: CUANTÍA RESULTANTE TRAS EL DISEÑO POR RESISTENCIA.

A number line from 0 to 23.1 with tick marks at every integer. Above the line, the numbers 4.1, 8.85, 8.71, and 4.2 are marked. Below the line, the intervals are labeled with their widths: 3.2 between 0 and 3.2, 3.2 between 3.2 and 6.4, 3.2 between 6.4 and 9.6, 3.7 between 9.6 and 13.3, 3.4 between 13.3 and 16.7, 3.2 between 16.7 and 19.9, and 3.2 between 19.9 and 23.1.

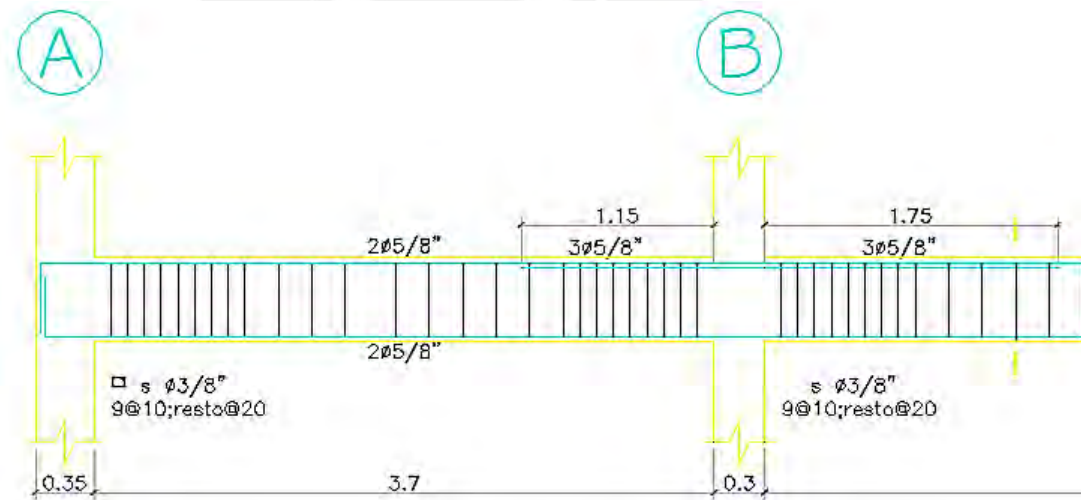
Vamos a considerar armadura corrida superior e inferior de $2\phi 5/8"$.
Obteniendo:

Negativo: $2\Phi 5/8'' = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi M_n = 6.5 \text{ ton.m}$

Negativo: $2\Phi 5/8'' + 3\Phi 5/8'' = 10\text{cm}^2 \rightarrow \Phi M_n = 15.6 \text{ ton.m}$

Negativo: $2\Phi 5/8'' + 3\Phi 5/8'' = 10\text{cm}^2 \rightarrow \Phi M_n = 15.6 \text{ ton.m}$

Negativo: $2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow \Phi M_n = 6.5 \text{ ton.m}$



49

Momentos Resistentes:

Primer apoyo

$$\text{Positivo: } 2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 7.2 \text{ ton.m}$$

$$\text{Negativo: } 2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 7.2 \text{ ton.m}$$

Segundo apoyo

$$\text{Positivo: } 2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 7.2 \text{ ton.m}$$

$$\text{Negativo: } 2\Phi 5/8'' + 3\Phi 5/8'' = 10\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 17.35 \text{ ton.m}$$

Tercer apoyo

$$\text{Positivo: } 2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 7.2 \text{ ton.m}$$

$$\text{Negativo: } 2\Phi 5/8'' + 3\Phi 5/8'' = 10\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 17.35 \text{ ton.m}$$

Cuarto apoyo

$$\text{Positivo: } 2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 7.2 \text{ ton.m}$$

$$\text{Negativo: } 2\Phi 5/8'' = 4\text{cm}^2 \rightarrow M_n = 7.2 \text{ ton.m}$$

DISEÑO POR CORTANTE

PRIMER TRAMO

$$V_u = 5.9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 30 \cdot 44 \cdot \sqrt{210} = 8.62 \text{ ton}$$

DISEÑO POR CAPACIDAD

PRIMER TRAMO

Se busca evitar las fallas frágiles. El cortante ultimo asociado a la armadura instalada se determina mediante:

$$V_u = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2} \quad (29)$$

$$w_u = 1.25 \cdot (w_m + w_v)$$

Momento antihorario

$$\frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} = \frac{7.2 + 7.2}{3.7} = 3.9 \text{ ton}$$

$$\frac{w_u \cdot l_n}{2} = 2.4 \text{ ton}$$

$$\text{Resultante apoyo izquierdo: } V_u = 2.4 + 3.9 = 6.3 \text{ ton}$$

$$\text{Resultante apoyo derecho: } V_u = 2.4 - 3.9 = -1.5 \text{ ton}$$

Momento horario

$$\frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} = \frac{7.2 + 17.35}{3.7} = 6.64 \text{ ton}$$

$$\frac{w_u \cdot l_n}{2} = 2.4 \text{ ton}$$

Resultante apoyo izquierdo: $V_u = 2.4 - 6.64 = -4.24 \text{ ton}$

Resultante apoyo derecho: $V_u = 2.4 + 6.64 = 9.04 \text{ ton}$

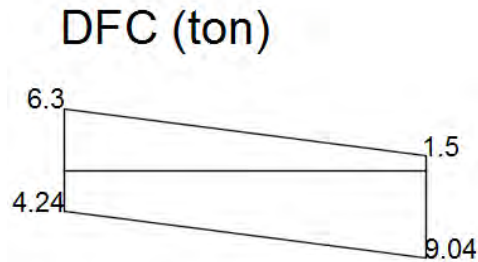


FIGURA 49: SOLICITACIONES POR FUERZA CORTANTE.

Se diseña para $V_u = 9.04 \text{ ton}$ a una distancia “d” de la cara del apoyo:

$$V_{ud} = 9.04 \cdot \frac{0.5 \cdot 370 - 44}{0.5 \cdot 370} = 6.9 \text{ ton}$$

$$V_{ud} \leq \phi V_c$$

$$6.9 \text{ ton} \leq 8.62 \text{ ton}$$

Zona de confinamiento: $2 \cdot \text{peralte} = 2 \cdot 44 = 88 \text{ cm}$

La separación máxima en la zona de confinamiento no debe ser mayor que el menor de:

- $0.25 \cdot d = 11 \text{ cm.}$
- 8 veces diámetro del menor refuerzo = 12.7 cm.
- 24 veces diámetro estribo = 22.87 cm.
- 30 cm.

Fuera de la zona de confinamiento se tiene que $\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq V_c$ por tanto la separación de estribos debe ser menor a:

- $s \leq 0.5 \cdot d = 22 \text{ cm.}$
- $s \leq 60 \text{ cm.}$

Distribución final de estribos en el primer tramo:

Estribos $\Phi 3/8''$: $8@10\text{cm}$; Rto $@20 \text{ cm.}$

SEGUNDO TRAMO



FIGURA 50: ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL - SEGUNDO TRAMO.

TERCER TRAMO

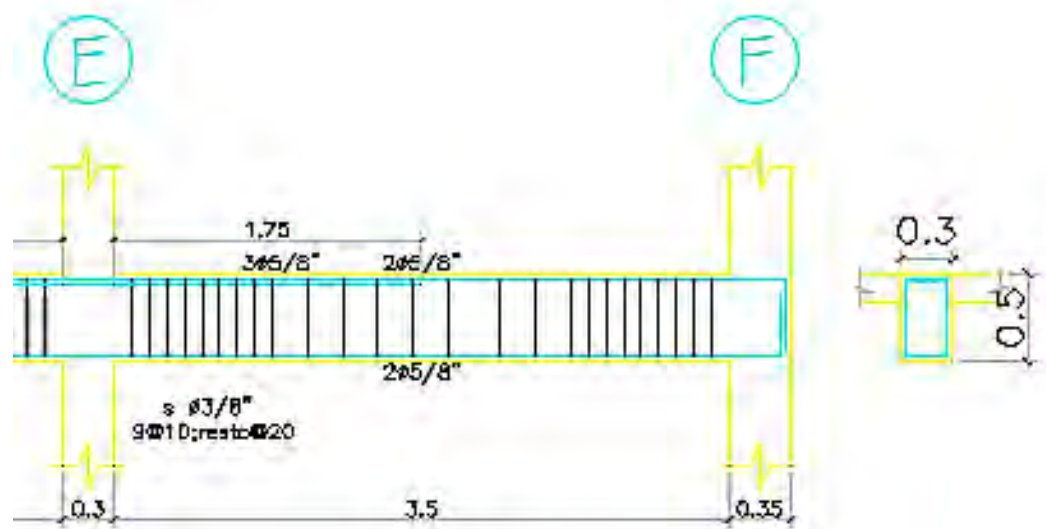


FIGURA 51: ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL - TERCER TRAMO.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

COLUMNAS Y PLACAS

7.1 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son básicamente elementos estructurales sometidos a compresión axial. Sin embargo, debido a la continuidad estructural las columnas también presentan solicitaciones de momentos flectores, fuerzas cortantes y torsión.

La N.T.E E.060 exige los siguientes requerimientos para el diseño de columnas:

- La cuantía mínima será de 1% y la máxima de 6%.
- Las columnas contarán con una zona de confinamiento “ L_o ” la cual no debe ser menor al mayor de:
 - (a) La sexta parte de la luz libre.
 - (b) La mayor dimensión de la sección transversal.
 - (c) 50 cm.
- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe ser mayor al menor de:
 - (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal.
 - (c) 10 cm.
- Fuera de la zona de confinamiento la separación máxima de los estribos es de 30cm.

Con la finalidad de evitar fallas frágiles las columnas al igual que las vigas se diseñan por capacidad. Haciendo uso de los momentos nominales de los extremos con el acero realmente instalado se estima el cortante máximo de diseño. El detalle se observa en la figura 52.

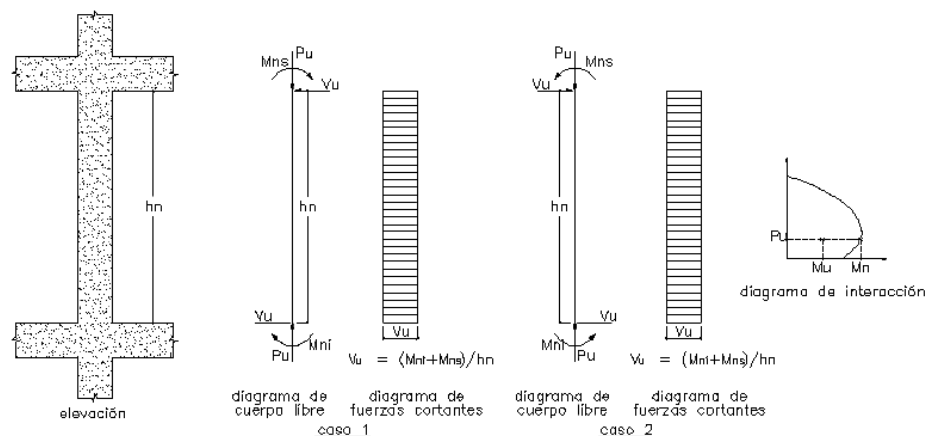


FIGURA 52: FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA. (SENSICO. 2009).

7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA

Se diseña la columna C-06 de 0.4X0.4 m del primer nivel entre los ejes 7-B:

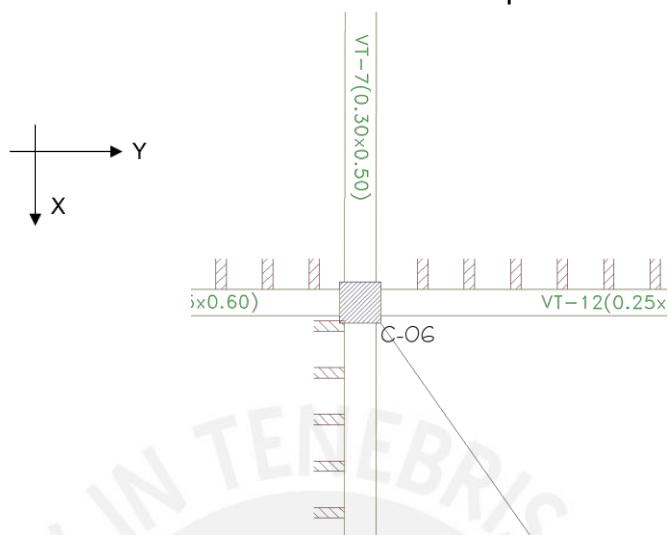


FIGURA 53: UBICACIÓN EN PLANTA DE LA COLUMNA A DISEÑAR.

SOLICITACIONES

TABLA 22: SOLICITACIONES EN LA COLUMNA C-06.

DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
Pcm =	73.5	tn	Pcm =	73.5	tn
Pcv =	15	tn	Pcv =	15	tn
Mcm =	0.4	tn-m	Mcm =	0.9	tn-m
Mcv =	0.03	tn-m	Mcv =	0.25	tn-m
Vcm =	0.5	tn	Vcm =	0.2	tn
Vcv =	0.11	tn	Vcv =	0.02	tn
Psx =	19.3	tn	Psy	6	tn
Msx =	1.6	tn-m	Msx =	3.85	tn-m
Msy =	2.4	tn-m	Msy =	1.23	tn-m
Vsx =	1.6	tn	Vsx =	0.8	tn
Vsy =	0.52	tn	Vsy =	1.7	tn

COMBINACIÓN DE DISEÑO

TABLA 23: COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA COLUMNA C-06.

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	Vux (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	Vuy (tn)
1.4cm+1.7cv	128.4	0.6	0.9	128.4	1.7	0.3
1.25(cm+cv)+cs	129.9	2.9	2.4	129.9	5.3	2.0
1.25(cm+cv)-cs	91.3	-1.9	-0.8	91.3	-2.4	-1.4
0.9cm+cs	85.5	2.8	2.1	85.5	4.7	1.9
0.9cm-cs	46.9	-2.0	-1.2	46.9	-3.0	-1.5

Se inicia el proceso de diseño tomando la cuantía mínima ($\rho=1\%$) exigida en la N.T.E E.060 repartida a lo largo del perímetro de la sección. En la figura 54 la curva exterior toma los valores nominales. En cambio, la curva interior contempla los factores de reducción de 0.8 para axial, 0.7 para flexocompresión y 0.9 para valores menores de $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$.

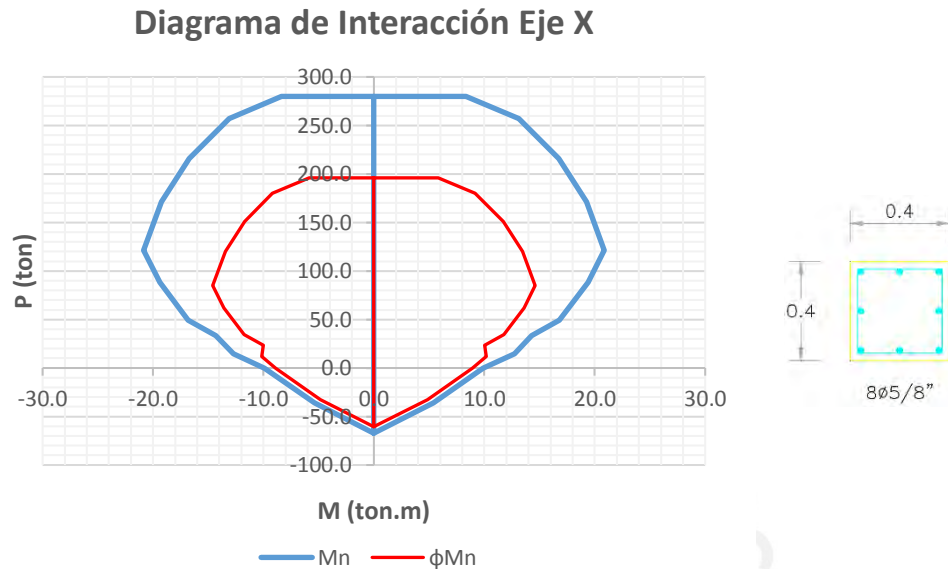


FIGURA 54: EL CONTORNO AZUL REPRESENTA EL DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR NOMINAL Y EL CONTORNO ROJO EL DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR AFECTADO POR LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN.

Al tratarse de una sección simétrica los diagramas de interacción del eje X y del eje Y son iguales. Se dibujan los pares ordenados de las combinaciones de diseño en los diagramas de interacción afectados por los factores de reducción para ambos ejes.

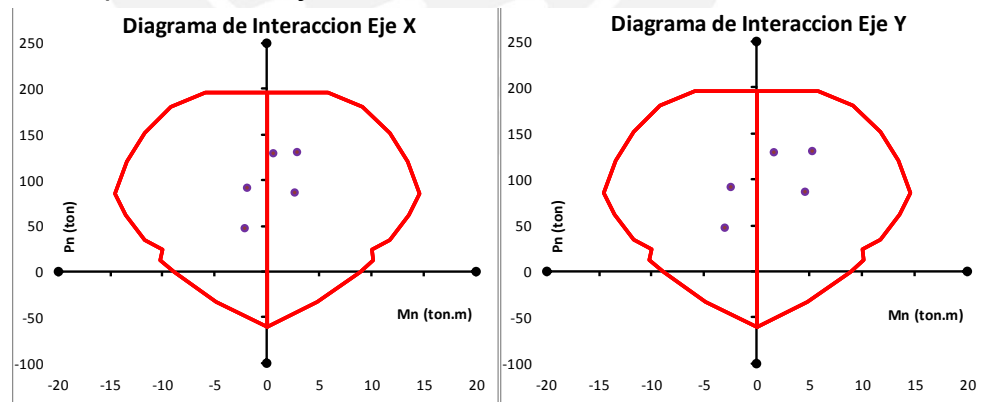


FIGURA 55: LOS PUNTOS VIOLETAS REPRESENTAN LAS COMBINACIONES DE DISEÑO. SE OBSERVA QUE LAS SOLICITACIONES SE ENCUENTRAN DENTRO DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA.

Se verifica que las solicitaciones de diseño se encuentran dentro de los límites del diagrama de interacción en ambos ejes.

VERIFICACIÓN BIAxIAL

Se debe verificar:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_{no}} \quad (30)$$

Se demuestra detalladamente para la hipótesis **1.25(CM+CV) + CSx**:

En el eje X se tiene $P_u = 129.9$ ton, $M_u = 2.9$ ton.m y $e_x = \frac{2.9}{129.9} = 0.0223$. Se traza la recta que pasa por el par ordenado (5.6; 137.25) desde el origen hasta que corta al diagrama de interacción:

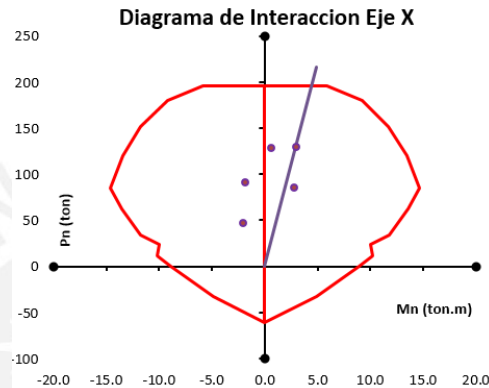


FIGURA 56: TRAZO DE LA RECTA DE EXCENTRICIDAD CONSTANTE PARA LA OBTENCIÓN DE LA FUERZA AXIAL NOMINAL.

Obteniéndose $\Phi P_{nx} = 185$ ton, $\Phi P_{ny} = 185$ ton y $\Phi P_{no} = 185$ ton.

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{185} + \frac{1}{185} - \frac{1}{185}$$

$$\frac{1}{P_u} \geq 0.0054$$

$$185 \geq P_u$$

Se verifica la condición biaxial para $P_u = 129.9$ ton.

Se sigue el mismo procedimiento con todas las hipótesis de cargas. Se obtiene:

Sismo dirección X:

TABLA 24: VERIFICACIÓN FRENTE A SOLICITACIONES DE MOMENTOS BIAxIALES EN LA DIRECCIÓN X.

Combinaciones de Diseño	P_u	ΦP_{nx}	ΦP_{ny}	ΦP_{no}	$1 / \Phi P_u$		Suma
	(tn)	(tn)	(tn)	(tn)	(1/tn)		(1/tn)
1.4CM+1.7CV	128.4	195	195	195.97	0.0078	>	0.0052
1.25(CM+CV)+CS	129.93	185	185	195.97	0.0077	>	0.0057
1.25(CM+CV)-CS	91.33	190	190	195.97	0.0109	>	0.0054
0.9CM+CS	85.45	175	175	195.97	0.0117	>	0.0063
0.9CM-CS	46.85	130	130	195.97	0.0213	>	0.0103

Sismo dirección Y:

TABLA 25: VERIFICACIÓN FRENTE A SOLICITACIONES DE MOMENTOS BIAXIALES EN LA DIRECCIÓN Y.

Combinaciones de Diseño	Pu	ϕP_{nx}	ϕP_{ny}	ϕP_{no}	1 / ϕP_u		Suma
	(tn)	(tn)	(tn)	(tn)	(1/tn)		(1/tn)
1.4CM+1.7CV	128.4	195	195	195.97	0.0078	>	0.0052
1.25(CM+CV)+CS	129.93	185	185	195.97	0.0077	>	0.0057
1.25(CM+CV)-CS	91.33	190	190	195.97	0.0109	>	0.0054
0.9CM+CS	85.45	175	175	195.97	0.0117	>	0.0063
0.9CM-CS	46.85	130	130	195.97	0.0213	>	0.0103

DISEÑO POR CORTANTE

EN LA DIRECCIÓN X:

Se detalla para la hipótesis de carga **1.25(CM+CV) + C.SY:**

$P_u = 129.93$ ton

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{129.930}{140 \cdot 40 \cdot 40} \right) \sqrt{210 \cdot 34 \cdot 40}$$

$$V_c = 16.5 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto es mayor que la solicitud exigida

$$\phi V_c = 16.50 \text{ ton} > 1.7 \text{ ton}$$

La resistencia a corte del concreto para todas las hipótesis de carga se muestra en la tabla 25:

TABLA 26: APOORTE DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA POR CORTE. SE OBSERVA VALORES DISTINTOS POR EL APOORTE DE LA CARGA AXIAL.

Combinaciones de Diseño	V_c
Diseño	(tn)
1.4CM+1.7CV	16.43
1.25(CM+CV)+CS	16.50
1.25(CM+CV)-CS	14.70
0.9CM+CS	14.43
0.9CM-CS	12.63

Verificamos que la resistencia suministrada por el concreto en cada hipótesis de carga es mayor a la cortante última respectiva.

TABLA 27: CORTANTES ÚLTIMAS.

Combinaciones de Diseño		
Diseño	Vux (tn)	Vuy (tn)
1.4CM+1.7CV	0.9	0.3
1.25(CM+CV)+CS	2.4	2.0
1.25(CM+CV)-CS	-0.8	-1.4
0.9CM+CS	2.1	1.9
0.9CM-CS	-1.2	-1.5

DISEÑO POR CAPACIDAD

El principal objetivo del diseño por capacidad es evitar las fallas frágiles que se generan principalmente por corte. Con este fin se determinan los momentos nominales de la sección con los aceros realmente instalados para así obtener la cortante asociada a dichos momentos.

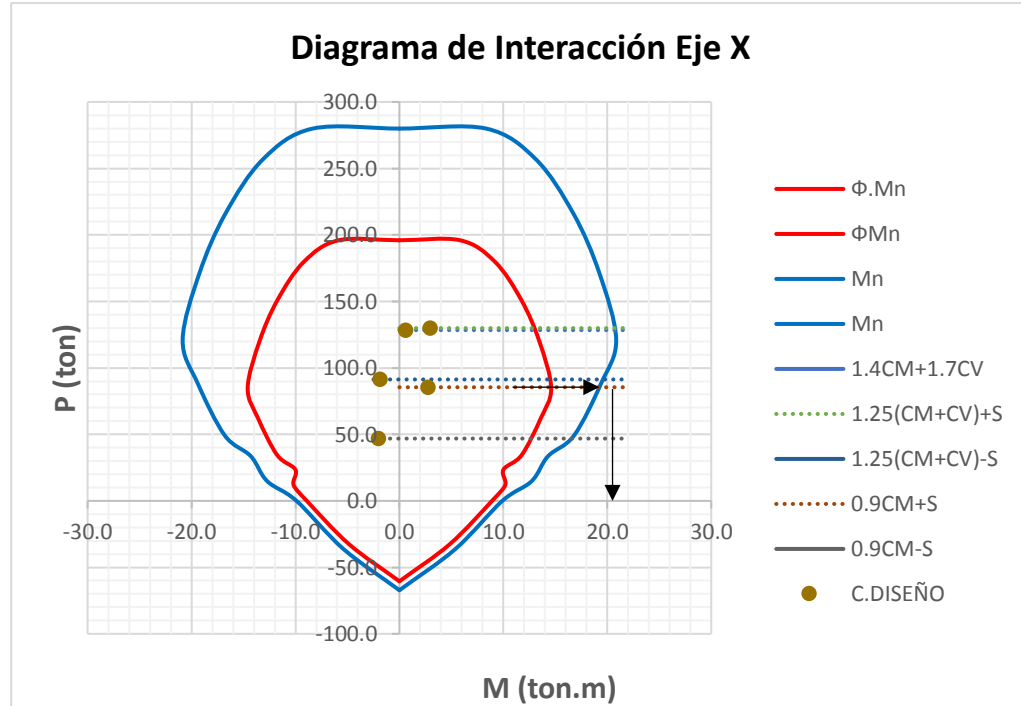


FIGURA 57: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DESDE EL PUNTO DE LA COMBINACIÓN DE DISEÑO PARA OBTENER EL MOMENTO NOMINAL ASOCIADO A LA CORTANTE ÚLTIMA.

TABLA 28: MOMENTOS NOMINALES ASOCIADOS A LAS FUERZAS AXIALES ÚLTIMAS EN LA DIRECCIÓN X.

Combinaciones de	P_u	M_n
Diseño	(tn)	(tn-m)
1.4CM+1.7CV	128.40	20
1.25(CM+CV)+CS	129.93	21
1.25(CM+CV)-CS	91.33	20
0.9CM+CS	85.45	19
0.9CM-CS	46.85	16

TABLA 29: MOMENTOS NOMINALES ASOCIADOS A LAS FUERZAS AXIALES ÚLTIMAS EN LA DIRECCIÓN Y.

Combinaciones de	P_u	M_n
Diseño	(tn)	(tn-m)
1.4CM+1.7CV	128.40	20
1.25(CM+CV)+CS	129.93	21
1.25(CM+CV)-CS	91.33	20
0.9CM+CS	85.45	19
0.9CM-CS	46.85	16

Seleccionamos el mayor momento nominal y amplificamos 1.25 veces su valor para determinar el cortante de diseño

$$V_u = \frac{21 \cdot 1.25 + 21 \cdot 1.25}{3.6} = 14.58 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{14.58}{0.85} - 16.5 = 0.65 \text{ ton}$$

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 34}{650} = 311 \text{ cm}$$

Al tratarse de un sistema estructural de muros el espaciamiento máximo de los estribos está limitado dentro de la zona de confinamiento y zona central. La longitud de confinamiento es menor que el mayor valor de:

- $\frac{L_n}{6} = \frac{3.6}{6} = 60 \text{ cm.}$
- 40 cm.
- 50 cm.
- 60 cm.

El espaciamiento de estribos dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor que el menor valor de:

- $8 \cdot \text{Diametro } 5/8" = 12.7 \text{ cm.}$
- $0.5 \cdot 40 = 20 \text{ cm.}$
- 10 cm.
- 10 cm.

El espaciamiento de estribos en la zona central no debe ser mayor que el menor valor de:

- $16 \cdot \text{Diametro } 5/8" = 25.4 \text{ cm.}$
- $48 \cdot \text{Diametro } 3/8" = 45.7 \text{ cm.}$
- Menor longitud de la sección = 40 cm.
- 30 cm.
- 25 cm.

Distribución: 1@5cm; 5@10cm; resto 25 cm.

7.3 DISEÑO DE MUROS

Los muros también conocidos en nuestro medio como placas son elementos estructurales que resisten cargas horizontales paralelas a la cara de los muros que involucran grandes esfuerzos de corte. Los muros de corte son diseñados para la acción simultanea de cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores.

La N.T.E E.060 exige cumplir con los siguientes requerimientos en su diseño:

- El espesor mínimo de los elementos es de 15cm.
- La cuantía mínima de refuerzo:

1. Refuerzo Horizontal: 0.0020 (barras menores a $\Phi 5/8"$)
2. Refuerzo Vertical: 0.0015 ((barras mayores a $\Phi 5/8"$)

- Se estima la resistencia a compresión del muro de acuerdo a:

$$\phi P_n = 0.55 \cdot \phi f'_c \cdot A_g \cdot \left(1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h}\right)^2\right) \quad (31)$$

- La resistencia nominal del muro a corte será menor que:

$$V_n \leq 2.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d \quad (32)$$

- El valor del refuerzo por corte se calcula:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y \quad (33)$$

ρ_h : cuantía del refuerzo horizontal por cortante con espaciamento s.

- La cuantía de refuerzo vertical ρ_v no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) \cdot (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (34)$$

l_m : longitud total del muro.

h_m : altura total del muro.

- El espaciamento del refuerzo vertical no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.
- En las zonas del muro donde se espera fluencia del refuerzo vertical por flexión tras una respuesta inelástica de la estructura. El cortante de diseño V_u se amplifica de acuerdo a:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}} \quad (35)$$

V_{ua} : Cortante amplificado del análisis.

M_{ua} : Momento amplificado del análisis.

M_n : Momento nominal resistente del muro calculado con los aceros realmente colocados.

Cuando se requieran elementos de borde deberán cumplir:

- El espesor mínimo de los elementos de borde es de 15 cm.
- Los elementos de borde en las zonas de compresión serán confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)} \quad (36)$$

- El elemento de borde desde la fibra extrema en compresión debe tener una distancia mayor a:
 - a) $c - 0.1 \cdot l_m$
 - b) $c/2$

7.4 DISEÑO DE MURO EN L

Se diseña el muro estructural ubicado entre los ejes 2-3/E-F:

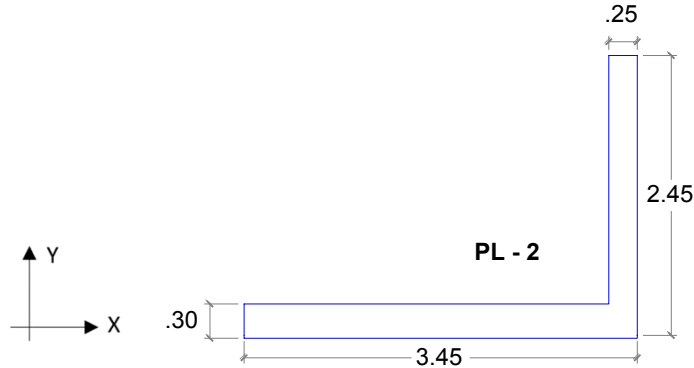


FIGURA 58: SECCIÓN EN L DEL MURO DE CORTE.

SOLICITACIONES:

El muro tiene que ser capaz de resistir en el primer nivel las solicitaciones de la tabla 30:

TABLA 30: SOLICITACIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA DEL MURO DE CORTE.

Combinaciones de Diseño	EJE X-X			EJE Y-Y		
	Pux(tn)	Mux(tn-m)	Vux(tn)	Puy(tn)	Muy(tn-m)	Vuy(tn)
1.4cm+1.7cv	340.6	11.2	8.2	340.6	-4.8	0.2
1.25(cm+cv)+Sx.max	348.9	-511.8	109.8	348.9	922.9	63.2
1.25(cm+cv)+Sx.min	239.2	530.9	-96.1	239.2	-930.8	-62.9
1.25(cm+cv)+Sy.max	305.1	-415.7	30.3	305.1	255.1	65.2
1.25(cm+cv)+Sy.min	283.1	434.8	-16.5	283.1	-263.1	-64.9
0.9cm+Sx.max	232.9	-516.0	106.6	232.9	925.0	63.1
0.9cm+Sx.min	123.2	526.7	-99.3	123.2	-928.7	-63.0
0.9cm+Sy.max	189.1	-419.9	27.0	189.1	257.2	65.1
0.9cm+Sy.min	167.1	430.6	-19.8	167.1	-260.9	-65.0

ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

Los elementos de borde en las zonas de compresión serán confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda(ecuación 36):

$$c \geq \frac{3.45}{600 \cdot \left(\frac{0.046}{17.7} \right)} = 2.20 \text{ m}$$

Combinación: 1.25(cm+cv) ± S.X.

Dirección X-X

El eje neutro se encuentra a 2.25 m de la fibra extrema en compresión. Por lo tanto, se requiere de elementos de borde. El elemento de borde se debe extender una distancia horizontal desde la fibra extrema en compresión mayor que:

- $c - 0.1l_m = 1.9 \text{ m.}$
- $c/2 = 1.10 \text{ m.}$

→ Se cumple.

Dirección Y-Y

$$c \geq \frac{2.45}{600 \cdot \left(\frac{0.055}{17.7}\right)} = 1.31 \text{ m}$$

Para la hipótesis de carga señalada se obtiene $c = 1.88 \text{ m}$

→ Se requiere de elementos de borde.

→ El elemento de borde debe tener una distancia mayor a:

- $c - 0.1l_m = 1.64 \text{ m.}$
- $c/2 = 0.66 \text{ m.}$

Adicionalmente es imperativo el uso de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor a $0.2f'_c$.

$$0.2f'_c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Al tratarse de una sección asimétrica se requiere aplicar los momentos flectores en los ejes principales centroidales para poder aplicar las ecuaciones deducidas para elementos simétricos.

$$\sigma = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{s} \quad (37)$$

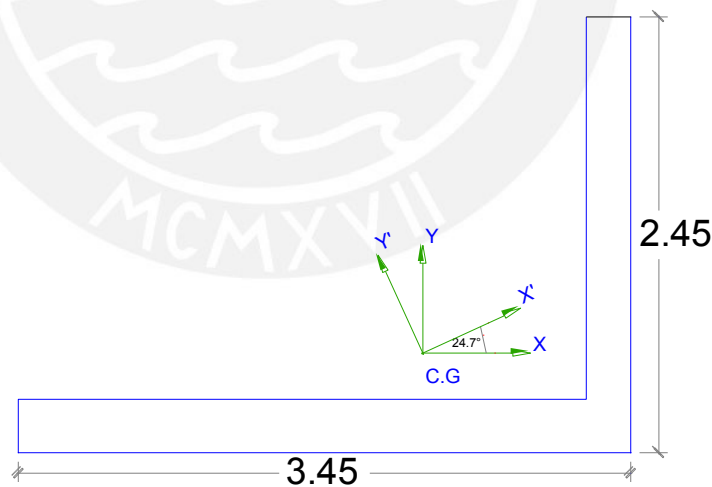


FIGURA 59: UBICACIÓN DE LOS EJES PRINCIPALES CENTROIDALES.

Los ejes centroidales principales se ubican respecto a los ejes ortogonales X-Y a 24.7° . Los momentos flectores se descomponen con respecto a los ejes principales X'-Y':

Y'- Y':

$$M_{uy'} = 1\,049.30 \text{ ton.m} \quad \dots 1.25(CM+CV) + S_x$$

$$M_{uy} = 1\,064.25 \text{ ton.m} \quad \dots 1.25(CM+CV) + S_x$$

X'- X':

$$M_{ux'} = 125 \text{ ton.m} \quad \dots 1.25(\text{CM}+\text{CV}) + S.x$$

$$M_{ux'} = 109.73 \text{ ton.m} \quad \dots 1.25(\text{CM}+\text{CV}) + S.x$$

Eje Y'-Y':

$$A_g = 14\,125 \text{ cm}^2$$

$$1.25 \cdot (\text{CM}+\text{CV}) + S.x$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S^+} = \frac{348\,945.7}{15\,725} + \frac{104\,930\,000}{1\,214\,197} = 108.61 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2$$

→ Se requieren elementos de confinamiento

$$1.25 \cdot (\text{CM}+\text{CV}) - S.x$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S^-} = \frac{239\,240.3}{15\,725} + \frac{106\,425\,000}{979\,191} = 123.9 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2$$

→ Se requieren elementos de confinamiento

Eje X'-X':

$$A_g = 14\,200 \text{ cm}^2$$

$$1.25(\text{CM}+\text{CV}) + S.x$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S^+} = \frac{348\,945.7}{15\,725} + \frac{12\,500\,000}{423\,150} = 51.73 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2$$

→ Se requieren elementos de confinamiento

$$1.25(\text{CM}+\text{CV}) - S.x$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S^-} = \frac{239\,240.3}{15\,725} + \frac{110\,973\,000}{323\,018} = 49.18 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2$$

→ Se requieren elementos de confinamiento

ACERO DE REFUERZO EN EL MURO Y COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

Dirección X:

De acuerdo al numeral 11.10.4 de la N.T.E E.060 para cualquier sección horizontal la resistencia a cortante nominal del muro debe ser menor a:

$$V_n = 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 345 \cdot 30 = 389.96 \text{ ton} > 110 \text{ ton}$$

→ Satisfactorio.

La máxima contribución del concreto a la resistencia por cortante se obtiene:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 345 \cdot 30 = 79.5 \text{ ton} \quad [h_m/l_m \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53]$$

En la hipótesis de carga **1.25(CM+CV) + S.X** se obtiene un cortante último:

$$V_u = 109.8 \text{ ton}$$

$$V_u > 0.085 \cdot \sqrt{210} \cdot 345 \cdot 30 = 12.5 \text{ ton}$$

→ Las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical se distribuyen de acuerdo al numeral 11.10.10. Tanto el refuerzo vertical como horizontal será distribuido en dos capas ($t_m > 20 \text{ cm}$).

Cuantía mínima de refuerzo longitudinal y transversal.

- $\rho_h \geq 0.0025$.
- $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) \cdot (\rho_h - 0.0025) = 0.0025$.

El espaciamiento máximo del refuerzo horizontal es menor a:

- 45cm.
- $3t_m = 75 \text{ cm}$.

→ $S_{\max} = 45 \text{ cm}$.

El área resistente por unidad de metro:

$$A_{cw} = 30 \cdot 100 = 3\,000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_v \cdot A_{cw} = 0.0025 \cdot 3\,000 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se da la distribución de refuerzo en dos capas $\Phi 3/8'' \rightarrow 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_s}{A_{s/m}} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{7.5 \text{ cm}^2/\text{m}} = 18.93 \text{ cm}$$

→ Distribución de acero horizontal en dos capas: $\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

→ Se procede de forma similar y se obtiene acero vertical en dos capas: $\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Demanda por fuerza cortante:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{109.8}{0.85} - 79.5 = 49.72 \text{ ton}$$

Se espera la fluencia por flexión como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica. La cortante última asociada se determina:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}} = 109.8 \cdot \frac{1\,000}{922.9} = 118.97 \text{ ton}$$

El valor de M_n se obtiene del diagrama de interacción con los aceros realmente colocados.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{118.97}{0.85} - 79.5 = 60.47 \text{ ton}$$

El aporte del refuerzo V_s se determina:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 345 \cdot 30 \cdot 0.0025 \cdot 4\,200 = 108.68 \text{ ton} > 60.47 \text{ ton}$$

→ Satisfactorio.

Dirección Y:

De acuerdo al numeral 11.10.4 de la N.T.E E.060 para cualquier sección horizontal la resistencia a cortante nominal del muro debe ser menor a:

$$V_n = 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 245 \cdot 25 = 230.78 \text{ ton} > 65 \text{ ton}$$

→ Satisfactorio.

Máxima contribución del concreto a la resistencia por cortante:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 245 \cdot 25 = 47 \text{ ton} \quad [h_m/l_m \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53]$$

Para la hipótesis de carga **1.25(CM+CV) + S.X** se obtiene: $V_u = 63.2 \text{ ton}$.

$$V_u > 0.085 \cdot \sqrt{210} \cdot 245 \cdot 25 = 7.55 \text{ ton}$$

→ Las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical se distribuyen de acuerdo al numeral 11.10.10. Tanto el refuerzo vertical como horizontal serán distribuidos en dos capas ($t_m > 20 \text{ cm}$).

Cuantía mínima de refuerzo longitudinal y transversal:

- $\rho_h \geq 0.0025$.
- $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) \cdot (\rho_h - 0.0025) = 0.0025$.

El espaciamiento máximo del refuerzo es menor a:

- 45cm.
- $3t_m = 75 \text{ cm}$.

→ $S_{\max} = 45 \text{ cm}$.

El área resistente por unidad de metro:

$$A_{cw} = 25 \cdot 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\rho_v \cdot A_{cw} = 0.0025 \cdot 2500 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La distribución se dará en dos capas de $\Phi 3/8'' \rightarrow 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$.

$$s = \frac{A_s}{A_{s/m}} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{6.25 \text{ cm}^2/\text{m}} = 22.7 \text{ cm}$$

→ Distribución de acero horizontal en dos capas: $\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

→ Con el mismo procedimiento se obtiene el acero vertical en dos capas: $\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Demanda de la fuerza cortante.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{63.2}{0.85} - 47 = 27.35 \text{ ton}$$

Se espera fluencia por flexión como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica. La cortante asociada última es:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}} = 63.2 \cdot \frac{800}{511.8} = 86.44 \text{ ton}$$

El valor de M_n se obtiene del diagrama de interacción con los aceros realmente instalados.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{86.44}{0.85} - 47 = 54.7 \text{ ton}$$

El aporte del refuerzo V_s se determina:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 245 \cdot 25 \cdot 0.0025 \cdot 4200 = 64.31 \text{ ton} > 54.7 \text{ ton}$$

→ Satisfactorio.

DISEÑO EN FLEXOCOMPRESIÓN

Al tratarse de muro esbelto se requiere determinar los diagramas de interacción. De forma aproximada se puede tantear el área de acero:

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot L$$

Solicitación 1.25(CM+CV) + S.X:

Dirección X:

$$922.9 \cdot 100\,000 \text{ kg.cm} = 0.9 \cdot A_s \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 345$$

$$A_s = 78.63 \text{ cm}^2$$

Considerando que se tiene una sección en L con distribución de acero en el alma se estima: 14 Φ 3/4".

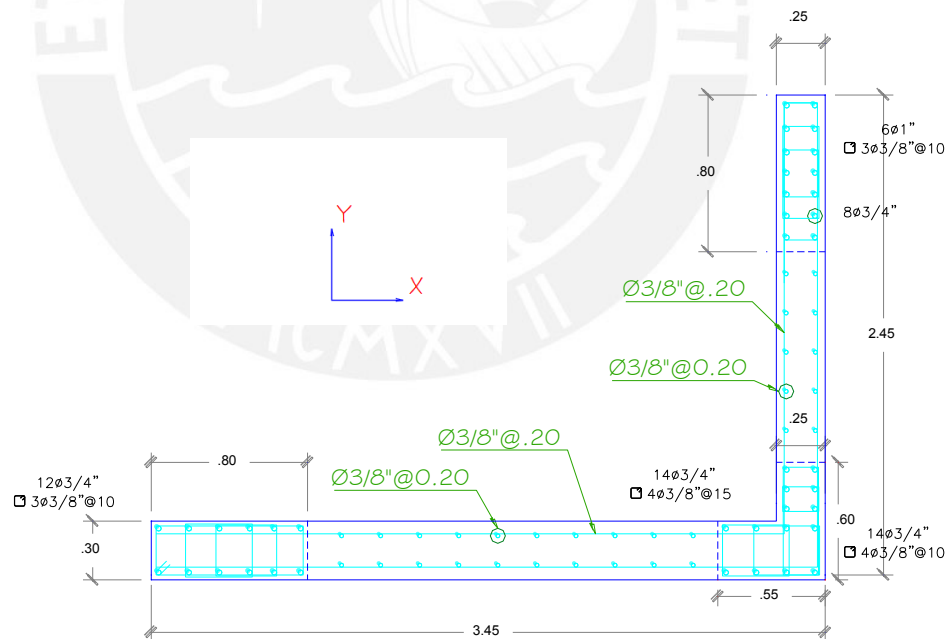
Dirección Y:

$$511.8 \cdot 100\,000 \text{ kg.cm} = 0.9 \cdot A_s \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 245$$

$$A_s = 61.4 \text{ cm}^2$$

Considerando que se tiene una sección en L con distribución de acero en el alma se estima: 6 Φ 1" + 8 Φ 3/4".

El análisis se realiza para los casos que generan tracción en el lado derecho, tracción en lado izquierdo, tracción en la parte superior y tracción en la parte inferior. Obteniéndose la siguiente distribución:



PL - 2 (1er. al 3er. Nivel)

($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

FIGURA 60: DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN EL MURO DE CORTE.

Verificamos por flexo-compresión las 9 hipótesis de carga en ambas direcciones:

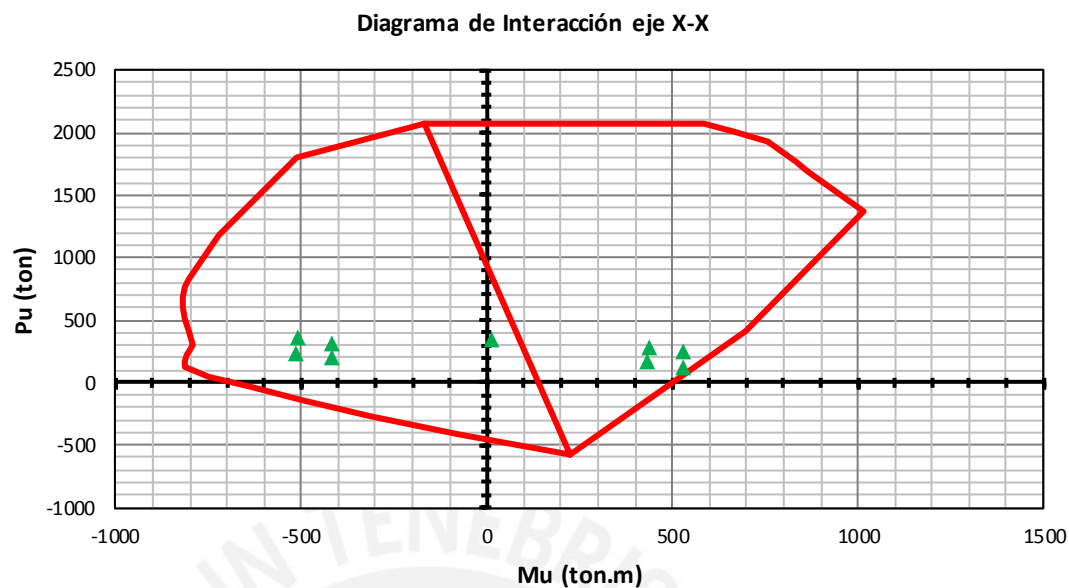


FIGURA 61: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EN L ALREDEDOR DEL EJE X.

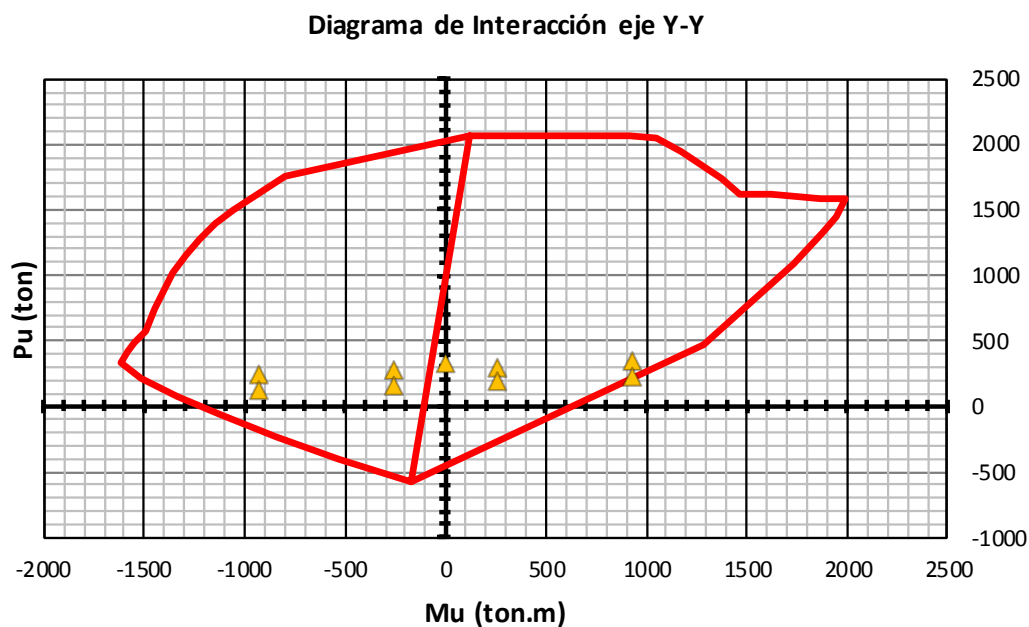
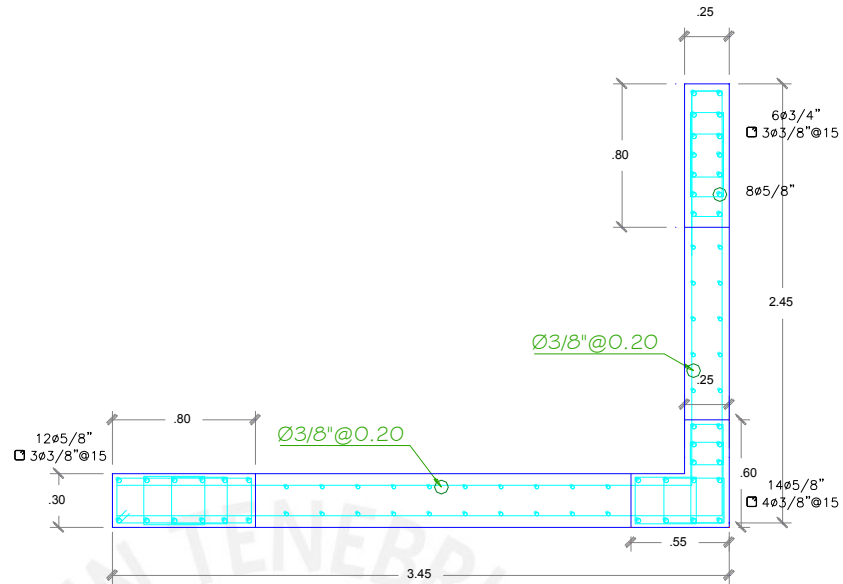


FIGURA 62: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA EL MURO EN L ALREDEDOR DEL EJE Y.

Se observa que las combinaciones de diseño se encuentran dentro de los diagramas de interacción obteniéndose un resultado satisfactorio.

En los niveles superiores las solicitaciones disminuyen por tanto se propone y verifica la siguiente distribución de acero del nivel 4 al nivel 6:



PL - 2 (4to. al 6to. Nivel)

($f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

FIGURA 63: REDUCCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL COMO CONSECUENCIA DE LA REDUCCIÓN DE LAS SOLICITACIONES A PARTIR DEL CUARTO NIVEL.

Refuerzo transversal:

$$s \leq \frac{t_{\text{menor}}}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \geq 0.3 \cdot s \cdot h_c \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh} \geq 0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$h_c = h - (2 \cdot \text{rec} + 1.27)$$

$$b_c = b - (1.5 \cdot \text{rec} + 1.27)$$

Columna de confinamiento en la dirección X-X

Separación en la dirección de menor longitud. Consideramos estribos de $3/8''$ @ 10 cm.

Se tienen recubrimientos de 4 cm:

$$h_c = 80 - (2 \cdot 4 + 1.27) = 70.7 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 - (1.5 \cdot 4 + 1.27) = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \geq 0.3 \cdot s \cdot h_c \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.3 \cdot 10 \cdot 70.7 \cdot \left(\frac{80 \cdot 30}{70.7 \cdot 22.7} - 1 \right) \cdot \frac{280}{4200}$$

$$A_{sh} \geq 5.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.09 \cdot 10 \cdot 70.7 \cdot \frac{280}{4200} = 3.18 \text{ cm}^2$$

→ $A_{sh} \geq 5.23 \text{ cm}^2$. Se coloca 6 $\Phi 3/8''$.

Separación en la dirección de mayor longitud. Consideramos estribos de $3/8''$ @ 10 cm.

Se tienen recubrimientos de 4 cm:

$$h_c = 20.7 \text{ cm}$$

$$b_c = 72.7 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \geq 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.93 \text{ cm}^2$$

→ $A_{sh} \geq 1.84 \text{ cm}^2$. Se coloca 6 $\Phi 3/8"$.

Columna de confinamiento en la dirección Y-Y:

Separación en la dirección de menor longitud. Consideramos estribos de $3/8"$ @ 10 cm.

→ $A_{sh} \geq 6.19 \text{ cm}^2$. Se coloca 6 $\Phi 3/8"$.

Separación en la dirección de mayor longitud. Consideramos estribos de $3/8"$ @ 10 cm.

→ $A_{sh} \geq 1.74 \text{ cm}^2$. Se coloca 6 $\Phi 3/8"$.



CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

8.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones son los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la estructura a los estratos de suelo. Dado que la resistencia que presentan los suelos es menor a la resistencia del concreto las cimentaciones presentan áreas mayores que las columnas o muros con la finalidad de reducir los esfuerzos transmitidos.

Las cimentaciones superficiales de acuerdo con las condiciones del terreno, límite de propiedad y capacidad portante del estrato son de tres tipos: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas.

ZAPATAS AISLADAS

Trabajan como losas y por lo general presentan secciones cuadradas y rectangulares de espesor constante. Dependiendo de su ubicación en planta pueden tener columnas centradas o excéntricas. Cuando las excentricidades de los elementos que soporta superan la capacidad portante del suelo se hace uso de las zapatas conectadas o combinadas.

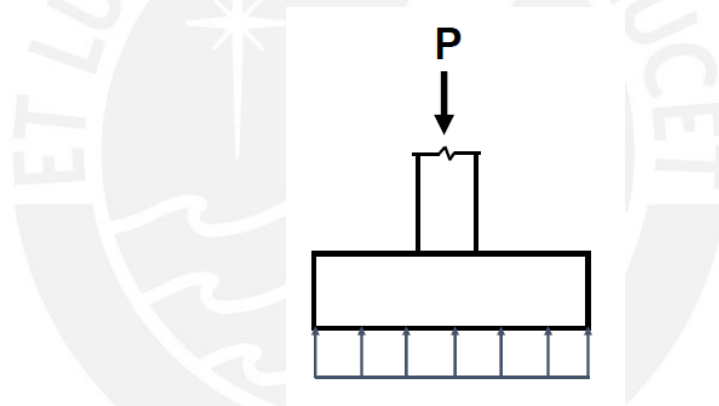


FIGURA 64: ZAPATA AISLADA CENTRADA.

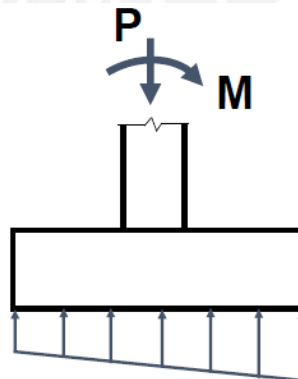


FIGURA 65: ZAPATA AISLADA EXCÉNTRICA.

ZAPATAS COMBINADAS

Estas zapatas abarcan dos o más columnas alineadas con la finalidad de superar la baja capacidad portante del estrato o cuando la distancia entre las columnas es corta.

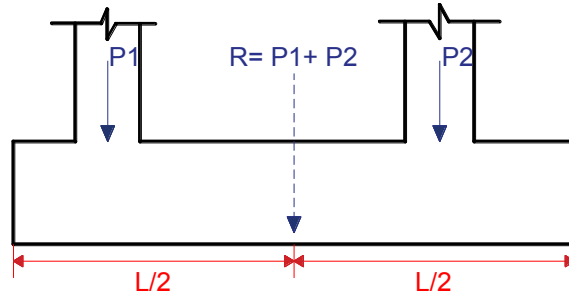


FIGURA 66: ZAPATAS COMBINADAS CON COLUMNAS CENTRADAS.

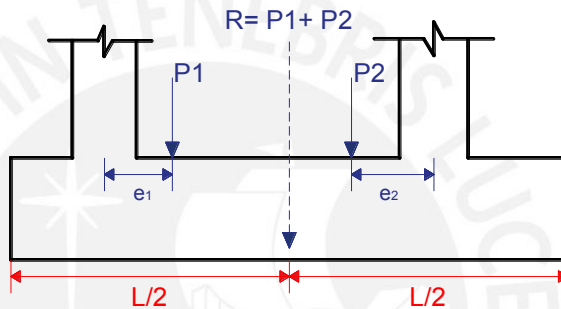


FIGURA 67: ZAPATAS COMBINADAS CON COLUMNAS EXCÉNTRICAS.

ZAPATAS CONECTADAS

Cuando las excentricidades de las columnas exteriores son elevadas se usan zapatas conectadas. Estas conectan las zapatas exteriores con las interiores mediante vigas.

En situaciones particulares cuando la zapata interior se encuentra alejada hacer uso de una zapata combinada resulta larga y sometida a grandes esfuerzos de flexión. En estos casos se prefiere hacer uso de zapatas conectadas.

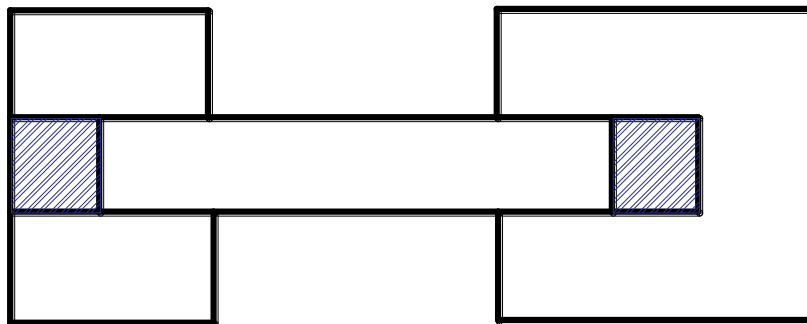


FIGURA 68: VISTA EN PLANTA DE ZAPATAS CONECTADAS.

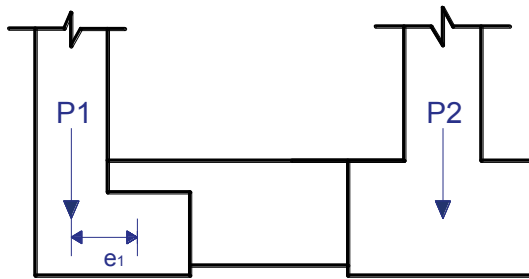


FIGURA 69: VISTA EN ELEVACIÓN DE ZAPATAS CONECTADAS.

8.2 DISEÑO DE CIMENTACIONES EN CONCRETO ARMADO

Se deben cumplir con los requerimientos de flexión, cortante, aplastamiento y detalles de anclaje.

FLEXIÓN

Los esfuerzos de flexión en las cimentaciones aisladas o combinadas se dan como si se tratase de una viga o una losa. La verificación por flexión de la zapata se debe hacer en las dos direcciones de manera independiente como si se tratara de dos voladizos.

CORTANTE

El cortante se debe verificar como si se tratase de una viga o de una losa en dos direcciones. Esta última verificación se conoce como verificación por punzonamiento. El peralte de la cimentación debe cubrir el requerimiento por cortante sin necesidad de refuerzo ya que no es usual hacer uso de estribos.

La sección crítica para la verificación por cortante se da a una distancia igual al peralte efectivo de la zapata tomada desde la cara de la columna.

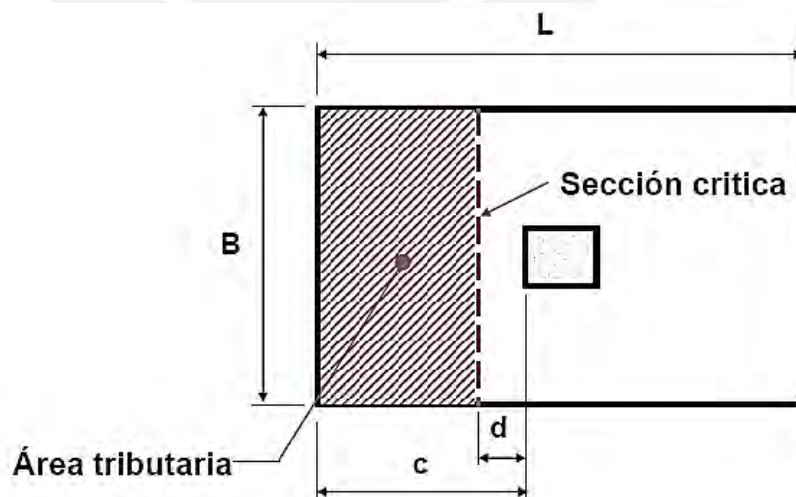


FIGURA 70: DISEÑO POR FUERZA CORTANTE - SECCIÓN CRÍTICA.

PUNZONAMIENTO

La sección crítica por punzonamiento se da a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo de la zapata tomada desde la cara de la columna.

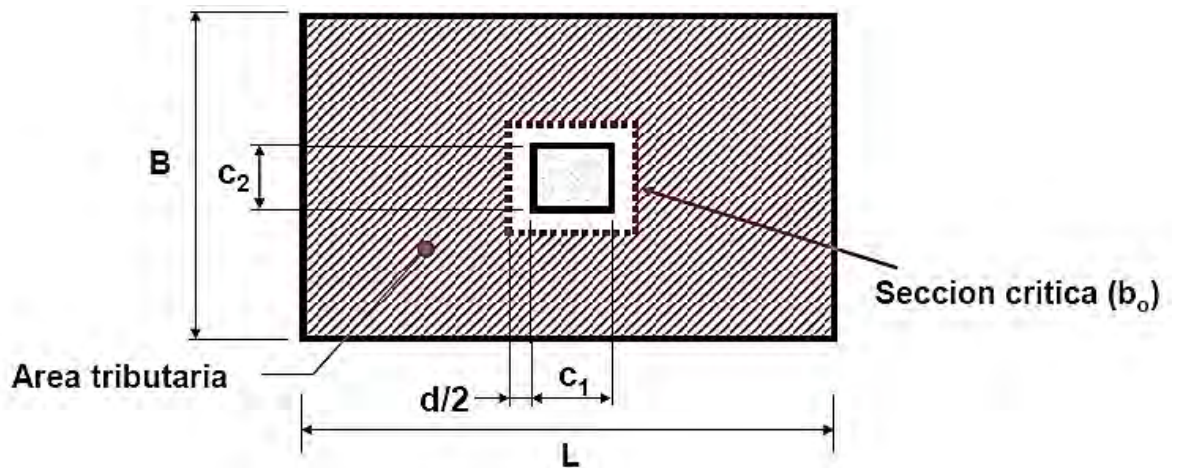


FIGURA 71: SECCIÓN CRÍTICA POR PUNZONAMIENTO.

LONGITUD DE ANCLAJE

El anclaje del refuerzo longitudinal de las columnas condiciona el peralte mínimo de las zapatas.

8.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA CONECTADA

Se diseña la zapata conectada ubicada entre los ejes 1-2/C.

La presión admisible del terreno es de 40 ton/m².

Col. excéntrica 1: 0.30x0.35 m

Col. interior 2: 0.40x0.40m

S/C = 200kg/m²

Y_{suelo} = 1 800 kg/m³

f'c = 210 kg/cm²

fy = 4200 kg/cm²

La columna se encuentra reforzada con varillas de 5/8" por tanto la longitud de anclaje en compresión es de:

$$ld_b = 0.08 \cdot 1.905 \cdot \frac{4200}{14.5} = 44.2 \text{ cm}$$

$$ld_b \geq 0.004 \cdot 1.905 \cdot 4200 = 32 \text{ cm}$$

Se tomará un peralte de 44.2 cm + 10 cm ≈ 60 cm

Solicitaciones:

TABLA 31: SOLICITACIONES EN LA ZAPATA EXCÉNTRICA Y EN LA ZAPATA INTERIOR.

Zapata Excéntrica			Zapata Interior		
Columna			Columna		
a	b		a	b	
0.3 m	0.35 m		0.4 m	0.4 m	
Dirección Longitudinal			Dirección Longitudinal		
Pm	36.9	ton	Pm	54.34	ton
Pv	6.6	ton	Pv	12.73	ton
Mmx	0.11	ton.m	Mmx	-0.03	ton.m
Mvx	0.03	ton.m	Mvx	-0.02	ton.m
PSx	-3.62	ton	PSx	11.02	ton
Mx(S. y)	-0.86	ton.m	Mx(S.y)	-1.4	ton.m
Dirección Transversal			Dirección Transversal		
Mmy	0.08	ton.m	Mmy	-0.12	ton.m
Mvy	0.01	ton.m	Mvy	-0.04	ton.m
PSy	-5.12	ton	PSy	-6	ton
My(S. x)	0.65	ton.m	My(S.x)	1.08	ton.m

Dimensionamiento Columna 1 (exterior):

$$A = \frac{(36.9+6.6)}{37} \cdot 1.2 = 1.42 \text{ m}^2$$

Se toma $\sigma_{adm} = 37 \text{ ton/m}^2$ buscando considerar el efecto de los momentos flectores transversales. Las cargas axiales por gravedad se multiplican por 1.2 buscando cubrir los posibles efectos de excentricidad que tienden a incrementar las presiones.

→ Se elige una zapata de 1.6 m x 1 m. Área = 1.6 m²

Excentricidad con respecto al centro de la zapata: $(1.00-0.35)/2 = 0.325 \text{ m}$

- Volado longitudinal: 0.65 m.
- Volado transversal: $(1.60 - 0.30)/2 = 0.65 \text{ m}$.

PRIMERA VERIFICACIÓN

Con carga muerta y carga viva.

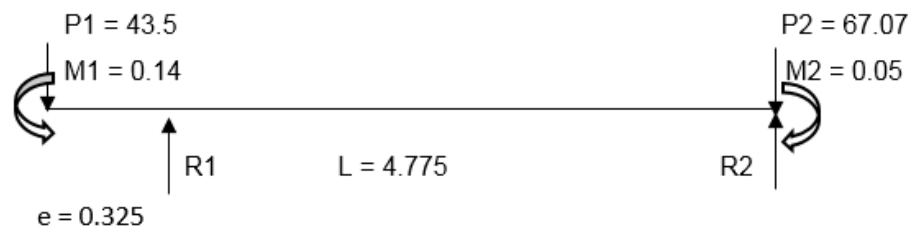


FIGURA 72: ANÁLISIS PARA CARGAS DE SERVICIO CON FINES DE DETERMINAR LAS PRESIONES EN EL SUELO.

$$R_1 = 46.48 \text{ ton.}$$

$$R_2 = 64.09 \text{ ton.}$$

Zapata excéntrica: Reacción uniforme más el efecto de los momentos transversales. Considerando presiones por peso propio del suelo como un 5% de la carga axial.

$$\sigma_1 = \frac{46.48 \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} + \frac{6 \cdot 0.09}{1 \cdot 1.6^2} = 30.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \text{ ton/m}^2 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_2 = \frac{46.48 \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} - \frac{6 \cdot 0.09}{1 \cdot 1.6^2} = 30.29 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \text{ ton/m}^2 \text{ (ok)}$$

Zapata interior: Se considera un factor de 5% adicional por los momentos presentes.

$$A = \frac{(64.09)}{37} \cdot 1.05 = 1.82 \text{ m}^2$$

Se elige $1.4 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} = 1.96 \text{ m}^2$

Volado en longitudinal: $(1.40 - 0.40)/2 = 0.50 \text{ m}$

Volado transversal: $(1.40 - 0.40)/2 = 0.50 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{64.09 \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} + \frac{6 \cdot 0.16}{1.4 \cdot 1.4^2} = 34.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \text{ ton/m}^2 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_2 = \frac{64.09 \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} - \frac{6 \cdot 0.16}{1.4 \cdot 1.4^2} = 33.98 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \text{ ton/m}^2 \text{ (ok)}$$

SEGUNDA VERIFICACIÓN

Con momentos de sismo máximo en la dirección longitudinal.

SISMO Y MAX.

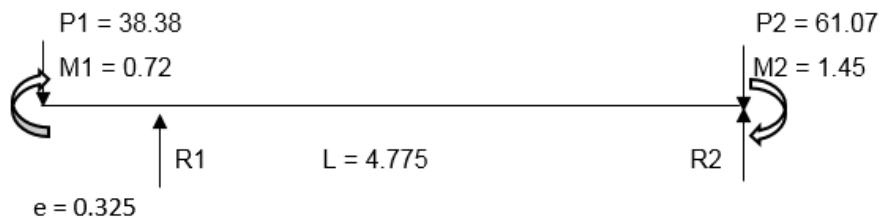


FIGURA 73: OBTENCIÓN DE LAS PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CONDICIÓN DE SISMO EN LA DIRECCIÓN Y+.

$$R_1 = 41.45 \text{ ton}$$

$$R_2 = 58.00 \text{ ton}$$

Zapata excéntrica: Esfuerzos en el suelo considerando los momentos transversales. Para cargas eventuales la N.T.E E.060 permite un incremento en la resistencia del suelo de un 30 %. Adicionalmente las cargas de sismo se reducen al 80% del valor obtenido del análisis sísmico ya que estas se encuentran al nivel de resistencia de la estructura.

$$\sigma_1 = \frac{41.45 \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} + \frac{6 \cdot 0.09}{1 \cdot 1.6^2} = 27.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_2 = \frac{41.45 \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} - \frac{6 \cdot 0.09}{1 \cdot 1.6^2} = 27.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{58 \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} + \frac{6 \cdot 0.16}{1.4 \cdot 1.4^2} = 31.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{58 \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} - \frac{6 \cdot 0.16}{1.4 \cdot 1.4^2} = 30.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

TERCERA VERIFICACIÓN

Con sismo mínimo en la dirección longitudinal:

SISMO Y MIN.

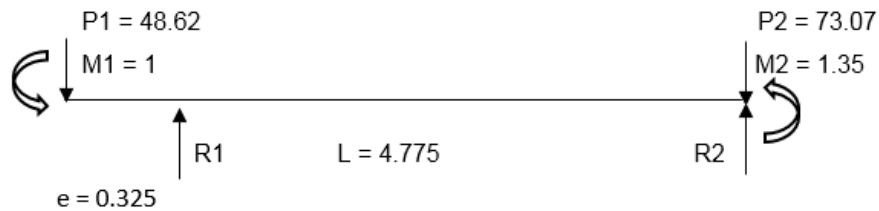


FIGURA 74: OBTENCIÓN DE LAS PRESIONES EN EL SUELO PARA LA CONDICIÓN DE SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-.

$$R_1 = 52.42 \text{ ton.}$$

$$R_2 = 69.27 \text{ ton.}$$

Zapata excéntrica:

$$\sigma_1 = \frac{52.42 \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} + \frac{6 \cdot 0.09}{1 \cdot 1.6^2} = 34.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{52.42 \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} - \frac{6 \cdot 0.09}{1 \cdot 1.6^2} = 34.19 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{69.27 \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} + \frac{6 \cdot 0.16}{1.4 \cdot 1.4^2} = 37.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{69.27 \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} - \frac{6 \cdot 0.16}{1.4 \cdot 1.4^2} = 36.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

CUARTA VERIFICACIÓN

Con momentos de sismo en la sección transversal:

$$R_1 = 46.48 \text{ ton.}$$

$$R_2 = 64.09 \text{ ton.}$$

Zapata excéntrica:

$$\sigma_1 = \frac{(46.48 + 3.62) \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} + \frac{6 \cdot (0.09 + 0.65)}{1 \cdot 1.6^2} = 34.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2(\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{(46.48+3.62) \cdot 1.05}{1.6 \cdot 1} - \frac{6 \cdot (0.09+0.65)}{1 \cdot 1.6^2} = 31.14 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2 (\text{ok})$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{(64.09+11.02) \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} + \frac{6 \cdot (0.16+1.08)}{1.4 \cdot 1.4^2} = 42.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2 (\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{(64.09+11.02) \cdot 1.05}{1.4 \cdot 1.4} - \frac{6 \cdot (0.16+1.08)}{1.4 \cdot 1.4^2} = 37.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 52 \text{ ton/m}^2 (\text{ok})$$

DISEÑO ESTRUCTURAL

Se vuelven a realizar todos los cálculos previos pero esta vez amplificando las solicitaciones de acuerdo a la N.T.E E.060. De este grupo de resultados se toman los esfuerzos máximos para la zapata excéntrica y la zapata interior:

Zapata excéntrica:

$$\sigma = 48.29 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Zapata interior:

$$\sigma = 58.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Zapata Excéntrica:

Empezamos el diseño con un peralte de 60cm.

$$A_o = (0.3+0.6) \cdot (0.35+0.30) = 0.59 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 1.6 \cdot 1 = 1.6 \text{ m}^2$$

$$b_o = (0.3+0.6) + \left(0.35 + \frac{0.6}{2}\right) \cdot 2$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{\text{total}} - A_o) = 48.29 \cdot (1.6 - 0.59) = 49 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 220 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = 172.3 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

→Cumple.

Zapata Interior:

Para un peralte de 60cm:

$$A_o = 0.81 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 1.96 \text{ m}^2$$

$$b_o = (0.3+0.6) \cdot 2 + (0.3+0.6) \cdot 2 = 3.6 \text{ m}$$

$$V_u = 67.6 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 282 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

→Cumple.

DISEÑO POR CORTE

Zapata Excéntrica:

Se toma una franja de 1 metro de ancho para el volado más largo(0.65m):

$$V_u = 48.29 \cdot (0.65 - 0.60) = 2.41 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = 39.17 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

→ Cumple.

Zapata Interior:

$$V_u = 58.82 \cdot (0.55 - 0.6) = -2.94 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 39.17 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Zapata Excéntrica:

Para un metro de ancho se tiene

Eje X-X:

$$M_u = \frac{48.29 \cdot 0.65^2}{2} = 10.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 5.05 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 10.8 \text{ cm}^2$$

→ Distribución: $\Phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Eje Y-Y:

$$M_u = \frac{48.29 \cdot 0.65^2}{2} = 10.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 5.05 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 10.8 \text{ cm}^2$$

→ Distribución: $\Phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Zapata Interior:

Para un metro de ancho se tiene

Eje X-X:

$$M_u = \frac{58.82 \cdot 0.55^2}{2} = 8.9 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4.4 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 10.8 \text{ cm}^2$$

→ Distribución: $\Phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Eje Y-Y:

$$M_u = \frac{58.82 \cdot 0.55^2}{2} = 8.9 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 5.05 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 10.8 \text{ cm}^2$$

→ Distribución: $\Phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

Diseñaremos la viga de sección 30x80 cm.

Envolventes:

DMF (ton.m)

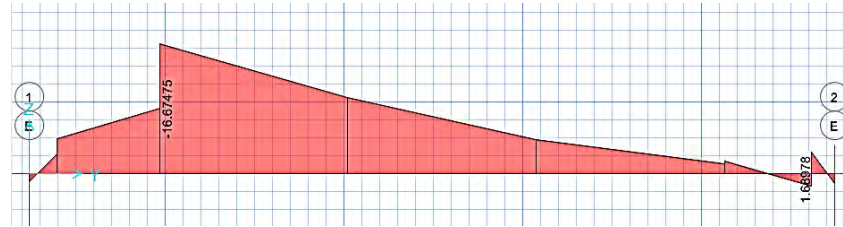


FIGURA 75: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA DE CIMENTACIÓN.

DFC (ton)

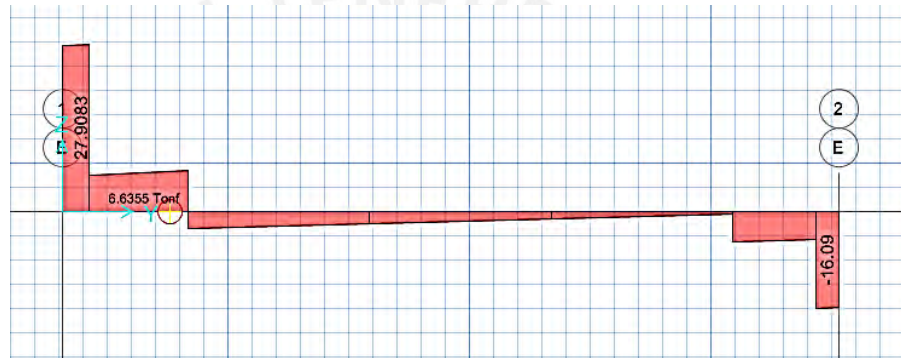


FIGURA 76: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE EN LA VIGA DE CIMENTACIÓN.

DISEÑO POR CORTE

$V_u = 27$ ton.

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot (80-10) \cdot 10^{-3} = 13.73 \text{ ton}$$

$$V_u > \Phi V_c$$

Se requiere refuerzo por corte

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{27}{0.85} - 16.15 = 15.61 \text{ ton}$$

Utilizaremos estribos de diámetro 3/8" ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 26.74 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = 35 \text{ cm}$$

→ El refuerzo por corte se distribuirá @ 25 cm.

DISEÑO POR FLEXIÓN

$M_u = 16.7$ ton.m

$A_s = 6.5 \text{ cm}^2$

$$A_{smin} = 6.72 \text{ cm}^2$$

→ Se usará 4Φ3/4" (acero principal) + 4Φ3/8" (acero en el alma).

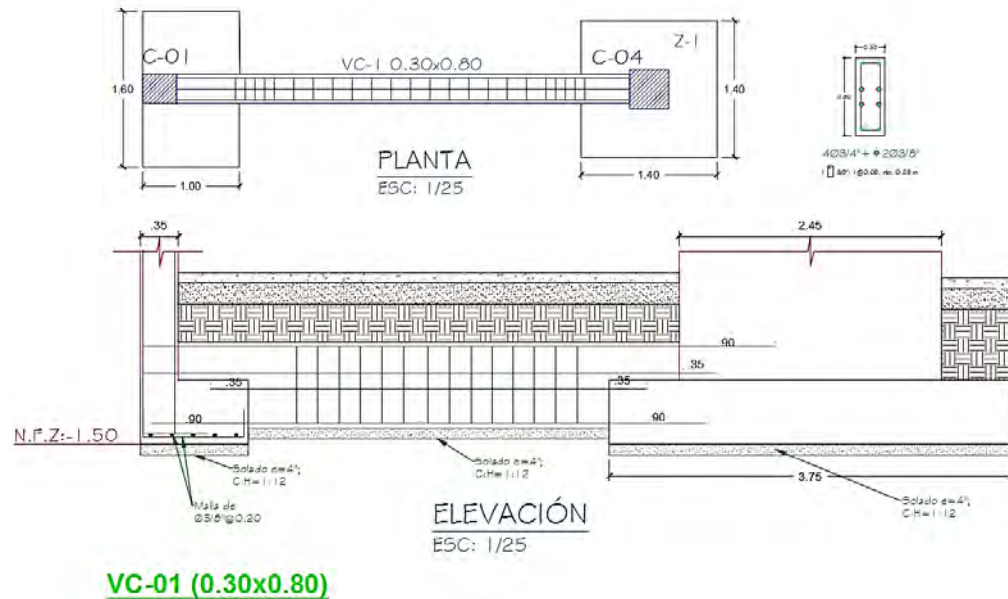


FIGURA 77: DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN LA VIGA DE CIMENTACIÓN.

8.4 DISEÑO ZAPATA AISLADA

Se diseña la zapata aislada de la columna C-04 ubicada entre los ejes C-D/6 la cual tiene una sección de 0.30m x 0.30m.

Las solicitaciones actuantes son:

TABLA 32: SOLICITACIONES EN LA ZAPATA AISLADA.

Carga muerta (P_m)	19.80 tn	Carga viva (P_v)	3.65 tn
Momento muerto X (M_{m_x})	0.31 tn.m	Momento vivo X (M_{v_x})	0.05 tn.m
Momento muerto Y (M_{m_y})	0.06 tn.m	Momento vivo Y (M_{v_y})	0.00 tn.m
Carga Sismo X (P_{s_x})	34.40 tn	Carga Sismo Y (P_{s_y})	22.55 tn
Momento sismo X (M_{s_x})	0.94 tn.m	Momento sismo Y (M_{s_y})	1.25 tn.m

LONGITUD DE ANCLAJE

Teniendo en considerando las varillas Φ 5/8" de la columna se determina la longitud de anclaje en la zapata:

$$L_{db} \geq 0.08 \cdot d_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (38)$$

$$L_{db} \geq 44.17 \text{ cm}$$

$$L_{db} \geq 0.04 \cdot d_b \cdot f_y \quad (39)$$

$$L_{db} = 32 \text{ cm}$$

El valor de 45 cm sumado al recubrimiento nos da el valor de la altura de la zapata: $H = 60 \text{ cm}$.

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

La capacidad portante neta del terreno se calcula:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t \cdot h_t - \gamma_c \cdot h_c - \frac{s}{c} \quad (40)$$

$$q_{sn} = 3.65 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICACIÓN CONSIDERANDO CARGAS DE SERVICIO

$P_{CM} = 19.8 \text{ ton}$, $P_{CV} = 3.65 \text{ ton}$.

$$A = \frac{1.05 \cdot (19.8 + 3.65)}{35} = 0.70 \text{ m}^2$$

Se reduce la resistencia del suelo para el dimensionamiento de la zapata debido a que no se están considerando los momentos. El factor 1.05 permite considerar las cargas eventuales de sismo. Se elige una zapata de 0.90 x 0.90 m.

$$\sigma_x = \frac{(19.8 + 3.65)}{0.9 \times 0.9} + \frac{6 \cdot (0.31 + 0.05)}{0.9 \cdot 0.9^2} + \frac{6 \cdot (0.06 + 0)}{0.9^2 \cdot 0.9^2}$$
$$\sigma_x = 3.38 \text{ kg/cm}^2 < 3.65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (cumple)}$$

VERIFICACIÓN CONSIDERANDO SISMO EN X

$$\sigma_x = \frac{(19.8 + 3.65 + 34.4)}{0.9 \times 0.9} + \frac{6 \cdot (0.31 + 0.05 + 0.94)}{0.9 \cdot 0.9^2} + \frac{6 \cdot (0.06 + 0)}{0.9^2 \cdot 0.9^2}$$
$$\sigma_x = 8.62 \text{ kg/cm}^2 > 3.65 \text{ kg/cm}^2$$

Reconsiderando las dimensiones de la zapata a 1.20m x 1.20m. Se obtiene:

$$\sigma_x = \frac{(19.8 + 3.65 + 34.4)}{1.20 \times 1.20} + \frac{6 \cdot (0.31 + 0.05 + 0.94)}{1.2 \cdot 1.2^2} + \frac{6 \cdot (0.06 + 0)}{1.2^2 \cdot 1.2^2}$$
$$\sigma_x = 4.69 \text{ kg/cm}^2 > 3.65 \text{ kg/cm}^2$$

La N.T.E E.060 permite considerar un incremento del 30% de la capacidad portante del terreno para solicitaciones eventuales (sismo).

$$\sigma_x = 4.69 \text{ kg/cm}^2 < 4.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (cumple)}$$

VERIFICACIÓN CONSIDERANDO SISMO EN Y

$$\sigma_x = \frac{(19.8 + 3.65 + 22.5)}{1.20 \times 1.20} + \frac{6 \cdot (0.31 + 0.05)}{1.2 \cdot 1.2^2} + \frac{6 \cdot (0.06 + 0 + 1.25)}{1.2^2 \cdot 1.2^2}$$
$$\sigma_x = 3.94 \text{ kg/cm}^2 > 3.65 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_x = 3.94 \text{ kg/cm}^2 < 4.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (cumple)}$$

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño se vuelven a realizar todos los cálculos previos amplificando las cargas de acuerdo a la N.T.E E.060. Se toma el mayor valor del conjunto de resultados:

$$\sigma_u = 5.86 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO POR CORTANTE

Se verifica la cortante a una distancia “d” de la cara de la columna:

$V_u = 0$ ton por superar las dimensiones de la zapata.

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 39.17 \text{ ton.}$$

$$39.17 \text{ ton} > 0 \text{ (cumple)}$$

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

La verificación por punzonamiento se da a d/2 de las caras de la columna.

Área de zapata(A_z): 1.44 m²

Área de punzonamiento(A_{pz}): 0.64 m²

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_z - A_{pz}) = 46.9 \text{ ton}$$

La resistencia a punzonamiento del concreto este dado por:

- Perímetro de la zona de punzonamiento(b_0) = 3.2 m
- Factor de dimensiones de la columna($\beta = C_1/C_2$) = 1
- Factor para columna interior (α_s): 40

$$\Phi V_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 319.3 \text{ ton} \quad (41)$$

$$\Phi V_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha \cdot d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 439 \text{ ton} \quad (42)$$

$$\Phi V_c = 1.1 \cdot \Phi \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 216.8 \text{ ton} \quad (43)$$

Se verifica: $V_u < \phi V_c$

REFUERZO POR FLEXIÓN

- En la dirección larga:

$$M_u = \frac{5.86}{2} \cdot 450^2 \cdot 120 = 7.13 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 0.9 \cdot b \cdot d_2 \cdot f'_c \cdot w \cdot (1 - 0.59w)$$

$$w = 0.01266 \rightarrow \rho = 0.00063$$

$$A_s = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{stem} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 12.96 \text{ cm}^2$$

Distribución de Refuerzo: $\phi 5/8'' @ 0.175 \text{ m}$

- En la dirección corta

$$M_u = \frac{5.86}{2} \cdot 450^2 \cdot 120 = 7.13 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 0.9 \cdot b \cdot d_2 \cdot f'_c \cdot w \cdot (1 - 0.59w)$$

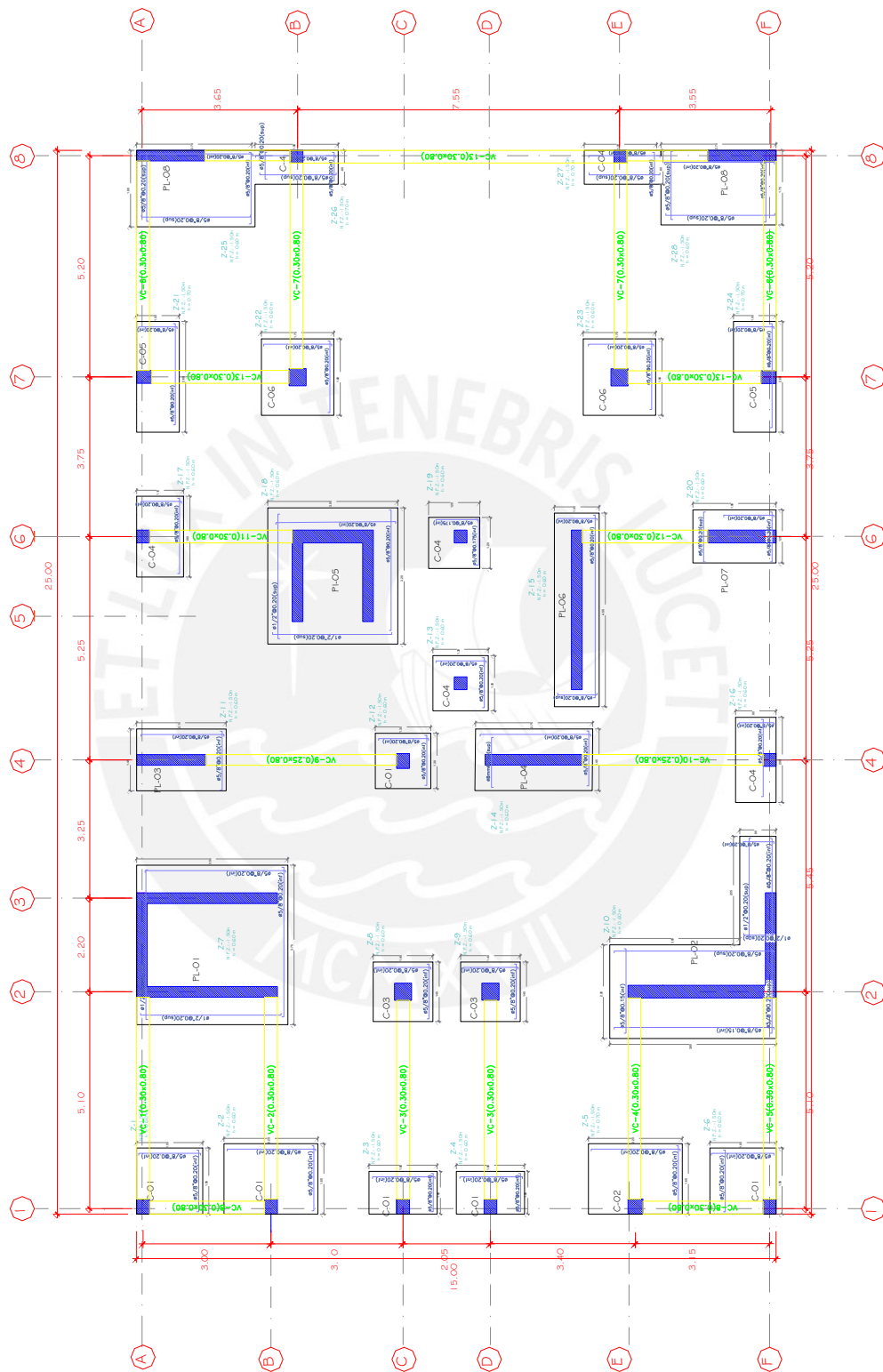
$$w = 0.01266 \rightarrow \rho = 0.00063$$

$$A_s = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{stem} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 12.96 \text{ cm}^2$$

Distribución de Refuerzo: $\phi 5/8'' @ 0.175 \text{ m.}$





CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

9.1 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos que conectan dos niveles de una edificación de manera cómoda. Se recomienda:

- Pendientes entre 20° y 50°.
- Medida de los pasos entre 25 cm y 30 cm.
- Medida de contrapasos entre 16cm y 19cm.

Los tipos estructurales en escaleras son de losa, apoyadas en vigas guarderas y empotradas en muros.

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones por la diferencia de nivel se debe contar con descansos entre los tramos. Se diseñará la escalera que conecta el primer y segundo nivel ubicada entre los ejes D-E/4-6:

Primer Tramo:

- Altura = 1.35 m.
- Número de contrapasos = 9.
- Número de pasos = 9.
- Sobrecarga = 200 kg/cm².
- Ancho de escalera = 125 cm.
- Longitud de pasos = 23 cm.
- Longitud de contrapasos = 15 cm.

PREDIMENSIONAMIENTO

Es recomendable que:

$$2C+P \leq 64 \text{ cm} \quad (44)$$

Donde:

C: Longitud del contrapaso

P: Longitud del paso

ESPESOR DE LA ESCALERA

Predimensionamiento:

$$\frac{L_n}{25} = 13 \text{ cm} \leq t \leq \frac{L_n}{20} = 16 \text{ cm} \quad (45)$$

Donde L_n es la luz entre apoyos. Se tomará como espesor de losa: $t = 15 \text{ cm}$.

METRADO DE CARGAS

Para un ancho de escalera de 1.25 m:

TRAMO INCLINADO

Carga Muerta:

Peso Propio: 0.76 ton/m.

Acabados: 0.125 ton/m.

$W_d = 0.89 \text{ ton/m.}$

Carga Viva:

Sobrecarga: 0.25 ton/m.

$W_l = 0.25 \text{ ton/m.}$

Diseño:

$$W_u = 1.4 \cdot W_d + 1.7 \cdot W_l = 1.67 \text{ ton/m.}$$

DESCANSO

Carga Muerta:

H.losa: 0.15 m

Peso Propio: 0.45 ton/m

Acabados: 0.125 ton/m

$W_d = 0.58 \text{ ton/m}$

Carga Viva:

Sobrecarga: 0.25 ton/m

$W_l = 0.25 \text{ ton/m}$

Diseño:

$$W_u = 1.4 \cdot W_d + 1.7 \cdot W_l = 1.23 \text{ ton/m.}$$

SOLICITACIONES

Considerando al cimiento enterrado y a la viga peraltada como apoyos pocos rígidos (simplemente apoyados). Se tiene:

DMF (ton.m)

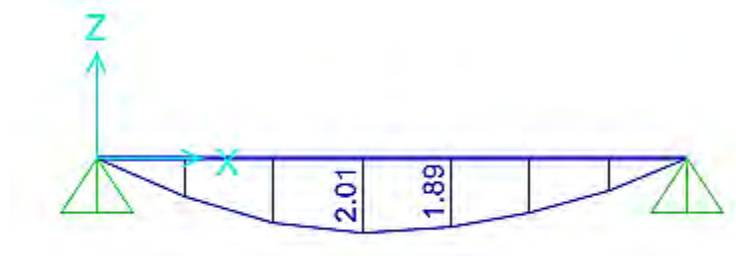


FIGURA 80: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA LA ESCALERA EN EL PRIMER TRAMO.

DFC (ton.m)

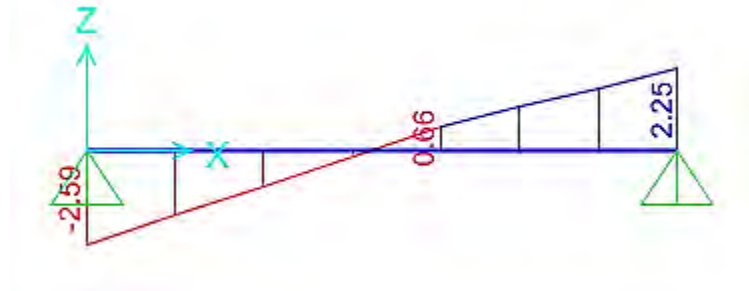


FIGURA 81: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PARA LA ESCALERA EN EL PRIMER TRAMO.

$$M_u^+ = 2.01 \text{ ton.m.}$$

$$V_u = 2.59 \text{ ton.}$$

DISEÑO

Acero Positivo:

Peralte efectivo $d = 17 \text{ cm.}$

$$M_u = 0.9 \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot w \cdot (1 - 0.59w).$$

$$201\,000 = 0.9 \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot w \cdot (1 - 0.59w).$$

$$w_1 = 0.078.$$

$$\rho = w \cdot f'_c / f_y = 0.00389.$$

$$A_s^+ = 5.84 \text{ cm}^2.$$

$$s = \Phi \text{ varilla} \cdot (\text{Ancho Escalera}) / A_s^+.$$

$$\text{Para } \Phi 3/8'' \rightarrow s = 15 \text{ cm.}$$

Distribución de acero longitudinal: $\Phi 3/8'' @ 0.15 \text{ m.}$

Acero Negativo:

$$A_s^- = 1/3 \cdot A_s^+ = 1.3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Distribución: } \Phi 3/8'' @ 0.45 \text{ m.}$$

Acero de Temperatura:

$$0.0018 \cdot b \cdot d = 2.16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Distribución: } \Phi 3/8'' @ 0.30 \text{ m.}$$

Esta distribución se tomará para el acero transversal.

Diseño por Corte:

$$\blacksquare V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 11.5 \text{ ton} > 2.59 \text{ ton.}$$

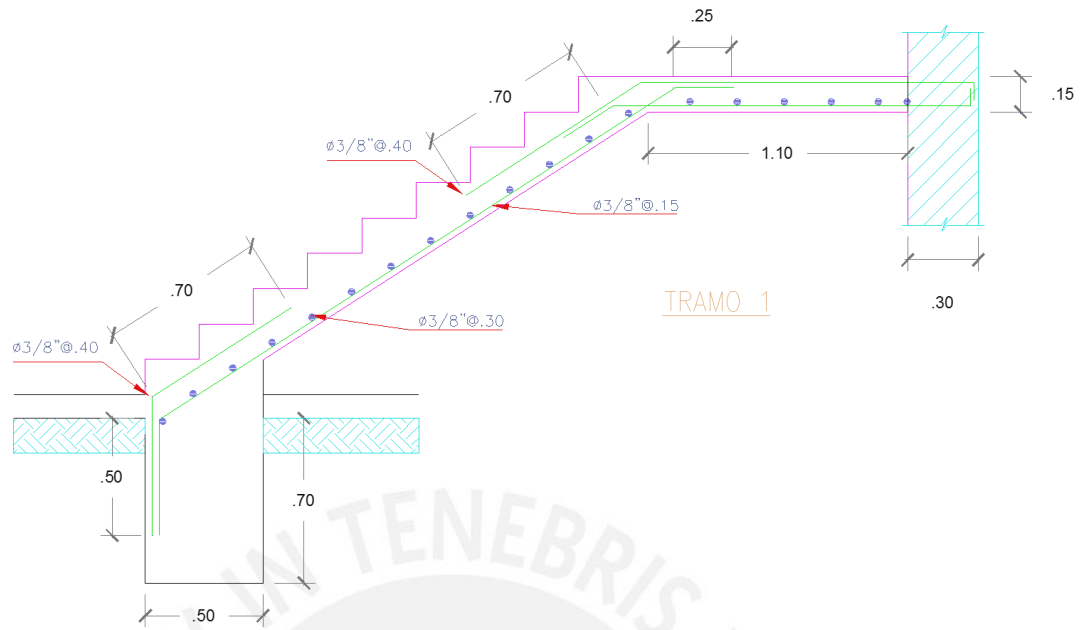
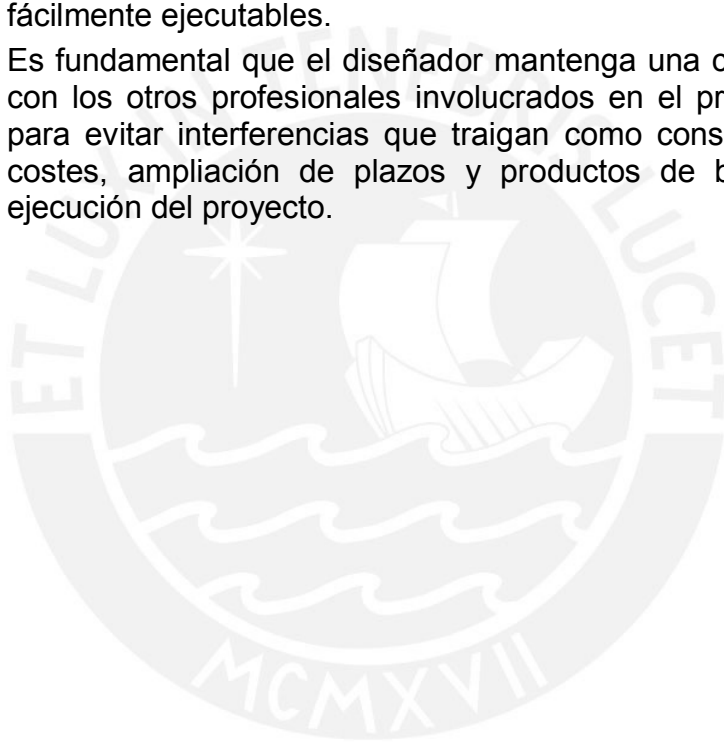


FIGURA 82: DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN EL PRIMER TRAMO DE LA ESCALERA.

CONCLUSIONES

- El diseño estructural busca proporcionar una adecuada rigidez, resistencia y ductilidad a la edificación sin perjudicar la funcionalidad de los ambientes. En el mismo sentido se deberá prever los pasos de las instalaciones sanitarias y eléctricas de modo tal que no perjudiquen el desempeño de la estructura.
- El predimensionamiento de los elementos estructurales debe considerar la rigidez lateral que se le proporcionara a la estructura en su conjunto ya que muchas veces los elementos son más exigidos por las cargas eventuales(sísmicas) que por las cargas permanentes.
- Se recomienda el uso de las fórmulas de predimensionamiento ya que están orientadas a evitar problemas de fisuración y deflexión excesiva por cargas de servicio.
- Se comete un error al predimensionar las columnas teniendo solo en consideración las cargas permanentes. Es necesario recordar que las secciones de las columnas dotan a la estructura de rigidez lateral y será necesario una mayor dimensión en la dirección donde se necesite proporcionar mayor rigidez.
- Por su rigidez los muros estructurales dispuestos en ambas direcciones controlan las derivas. Debemos tener en consideración para su disposición en planta que la posición del centro de rigidez se aproxime a la posición del centro de masa para así evitar problemas de torsión. Al tomar los muros el 98 % de la cortante basal las vigas y columnas se diseñarán con el artículo 21.4 de la norma E.060.
- Los resultados del análisis por gravedad muestran mayores deformaciones en los elementos verticales de menor área induciendo a momentos positivos en los extremos de las vigas incluso llegando a ser mayor que los momentos negativos. Ya que estas deformaciones son corregidas en el proceso constructivo durante el vaciado de los techos el ETABS salva este inconveniente con la opción "auto construction sequence case".
- Con fines de realizar el análisis sísmico y considerando que el proceso es iterativo se asumió $C = 2.5$ posteriormente se verificó su validez ($T < 0,4$ s). Del mismo modo al inicio se asumió como coeficiente básico de reducción $R_o = 6$ (sistema de muros estructurales) verificándose posteriormente al ver que los muros estructurales toman el 98% de la cortante basal.
- La deriva máxima se presenta en el eje X que es 0.0035 cumpliéndose con la restricción máxima que establece la norma de 0.007.
- Los factores de amplificación sísmica en los ejes X e Y son 1.5 y 1.3 respectivamente. Estas magnitudes se deben principalmente al periodo corto de la estructura consecuencia de la alta densidad de muros.

- El acero por temperatura controla la cuantía de acero en zapatas ($0.0018 \cdot b \cdot h$). La gran densidad de muros permitió obtener en la mayoría de casos columnas con cuantías mínimas (1 %).
- Fue necesario el uso de vigas de cimentación en zapatas laterales que ven limitadas sus dimensiones por el límite de propiedad.
- Generalmente para estructuras simétricas de baja altura la cuantía mínima satisface los requisitos de resistencia en casi la totalidad de los elementos estructurales.
- Es importante que el diseñador tenga experiencia en procesos constructivos. Se recomienda que participe durante su vida profesional en la construcción de edificaciones. Lo cual permite tener diseños acordes con la realidad, estructuras eficientes, económicas y fácilmente ejecutables.
- Es fundamental que el diseñador mantenga una comunicación fluida con los otros profesionales involucrados en el proyecto inmobiliario para evitar interferencias que traigan como consecuencia elevados costes, ampliación de plazos y productos de baja calidad en la ejecución del proyecto.



BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute. (2014). *Reglamento para Concreto Estructural*. Michigan U.S.A.: American Concrete Institute.

Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil Consejo Departamental Lima.

Calavera Ruiz, J. (2 000). *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. España: INFOPRINT S.A.

Harmsen Gómez de la Torre, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.

Mazzolani, F. M. (2011). *Earthquake Engineering for Structural Design*. New York: Spon Press.

Ministerio de Vivienda, C. y. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.

Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: Mc Graw Hill.

Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.

Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia: Mc Graw Hill.

San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.

SENCICO. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima.

SENCICO. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima.

SENCICO. (2018). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Lima: El Peruano.